



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

EVALUACIÓN PUNTUAL DE LA PRÁCTICA DE
DISEÑO SISMORRESISTENTE CONFORME AL
REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL PARA UN
EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE
MEDIANA ALTURA DESPLANTADO EN SUELO
BLANDO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

ANDRÉS FRANCISCO PASTOR CRISTINO

DIRECTOR DE TESIS: **DR. ARTURO TENA COLUNGA**

MÉXICO, D. F.

DICIEMBRE DE 2015

Agradecimientos

A Dios,

“Toda buena dádiva y todo don perfecto desciende de lo alto...”

Santiago 1:17

A Amairani y a Samara,

Por estar conmigo durante esta etapa de mi vida, por su apoyo, comprensión, compañía y por todo lo que he aprendido durante este tiempo con ustedes que ha coincidido con el proceso de maestría.

A mi madre y hermanos Alan y Mariana,

A mi madre por su gran esfuerzo para mi educación y por su gran apoyo en toda mi vida, así como también agradezco la compañía y el apoyo brindado por parte de mis hermanos quienes también cuentan todo mi apoyo.

A mi familia,

Por su apoyo y ejemplo, en especial a mi tía Martha.

INDICE GENERAL

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVO GENERAL	2

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO DURANTE LOS PRINCIPALES SISMOS QUE LA AFECTARON EN EL SIGLO XX	3
2.1 EL SISMO DEL 28 DE JULIO DE 1957	3
2.2 SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985	5

CAPÍTULO 3

EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS Y PRÁCTICAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DE 1942 A LA FECHA.....	8
3.1 REGLAMENTO DE 1942.....	8
3.2 NORMAS DE EMERGENCIA DE 1957	9
3.3 REGLAMENTO DE 1966.....	11
3.4 REGLAMENTO DE 1976.....	13
3.5 NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985	14
3.6 REGLAMENTO DE 1987.....	15
3.7 REGLAMENTO DE 2004.....	16

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO, ESTRUCTURACIÓN Y COMPORTAMIENTO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 DEL EDIFICIO DE INTERÉS	17
4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO TIPO “C” DEL COMPLEJO HABITACIONAL NONOALCO-TLATELOLCO	17
4.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	23
4.2.1 Materiales	23
4.2.1 Geometría estructural.....	24
4.2.3 Análisis y diseño estructural.....	26

CAPÍTULO 5

DISEÑO CONFORME AL ESTADO DEL ARTE DE LAS NORMAS Y PRÁCTICAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE VIGENTES..... 34

5.1 DISEÑO CONFORME A LAS NTCS-2004 Y A LA PRÁCTICA PROFESIONAL PROMEDIO, EXCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	35
5.2 MODELADO DEL EDIFICIO	36
5.2.1 Resultados del análisis modal espectral	37
5.3 RESUMEN DEL DISEÑO	40
5.3.1 Diseño de vigas.....	40
5.3.1 Diseño de columnas y muros	42

CAPÍTULO 6

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS DISTINTOS DISEÑOS DEL EDIFICIO DE INTERÉS MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES 48

6.1 MODELADO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS PARA ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES.	48
6.2 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES.....	58
6.2.1 Comportamiento del “diseño original” del edificio Nuevo León	59
6.2.2 Comportamiento del diseño alternativo conforme al RCDF-04 del edificio Nuevo León.....	64

CONCLUSIONES..... 70

REFERENCIAS 73

INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de un evento sísmico expone el nivel de vulnerabilidad en una estructura, de la cual podemos obtener información real acerca del comportamiento de ésta ante tal evento a través de dispositivos de medición. El análisis de las respuestas y los daños generales de las estructuras afectadas por un sismo sirve, entre otras cosas, para revisar las teorías de diseño y, en su caso, proponer modificaciones, con el propósito de mejorar en cuestión de seguridad y servicio el desempeño de una construcción. Un reglamento de construcción debe estar en constante revisión y actualización de acuerdo con los avances que se tengan en nuevas investigaciones, pruebas realizadas en nuevos modelos de análisis, comparaciones de teorías y procedimientos de diseño actualizados con los tradicionales y con resultados experimentales.

La modificación de un reglamento de construcción supone una mejoría en el conocimiento del comportamiento de las estructuras, teniéndose un modelo físico o matemático que predice de forma más aproximada la respuesta de la misma.

El presente trabajo consiste en evaluar puntualmente la evolución que ha tenido el reglamento de construcciones del Distrito Federal en el diseño sismorresistente de edificaciones de mediana altura desplantados en suelo blando, a partir del estudio detallado de una estructura que resultó seriamente dañada durante los sismos de septiembre de 1985 y la comparación con un diseño que se haría conforme al reglamento vigente de esa misma estructura.

En el segundo capítulo se presenta una descripción del comportamiento observado por las edificaciones de concreto reforzado en el Distrito Federal ante sismos importantes tomando como referencia el sismo de 1985. En esta sección se muestran los principales mecanismos de falla en las edificaciones. El tercer capítulo está enfocado a dar un panorama general de cómo ha ido evolucionando el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en las normas para diseño sismorresistente desde 1942 hasta la actualidad, exponiendo los cambios más importantes referentes al diseño sísmico y de estructuras de concreto. En el cuarto capítulo se presenta la descripción del diseño, estructuración y comportamiento durante los sismos de 1985 del edificio a tratar, el cual es: un edificio tipo "C" del complejo habitacional Nonoalco-Tlatelolco; este edificio se colapsó durante los sismos de septiembre de 1985. El quinto capítulo está referido a un diseño alterno conforme al estado del arte de las normas y prácticas sismorresistentes vigentes para la geometría y estructuración del edificio de interés. De manera específica, se realizó un diseño conforme a las NTCS-2004 y a la práctica profesional promedio, excluyendo la interacción suelo-estructura. El sexto capítulo está

destinado a la evaluación la respuesta o comportamiento sísmico de los distintos diseños del edificio de interés mediante análisis no lineales. En el último capítulo se presentan las conclusiones y las recomendaciones.

OBJETIVO GENERAL

El objetivo de este trabajo es evaluar el nivel de seguridad que nos ofrece el reglamento de construcción vigente, mediante la comparación del diseño y evaluación del comportamiento sísmico de un edificio de mediana altura que se ubicó en una zona de terreno blando en la ciudad de México y que se colapsó durante los sismos de septiembre de 1985, con un diseño alternativo de ese mismo edificio (similar geometría y estructuración), conforme al Reglamento para las Construcciones de Distrito Federal de 2004.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE MÉXICO DURANTE LOS PRINCIPALES SISMOS QUE LA AFECTARON EN EL SIGLO XX

2.1. EL SISMO DEL 28 DE JULIO DE 1957

El 28 de julio de 1957 ocurrió uno de los sismos más intensos en la Cd de México (Fundación ICA 1988) proveniente del Pacífico frente a las costas de Guerrero. La magnitud calculada fue de 7.5 en la escala de Richter.

Conforme a lo reportado por Marsal en 1958, se encontró que la mayoría de las estructuras reportadas con daño estaban desplantadas sobre terreno blando, así como también coincidían con las zonas de mayores hundimientos en la ciudad (Fundación ICA 1988).

Principales daños en edificios

De acuerdo con Fundación ICA (1988), alrededor de 1,000 edificios presentaron algún tipo de daño estructural y sólo hubo alrededor de cuatro casos de colapso total y cinco de colapso parcial (Orozco y Reinoso 2007).

Orozco y Reinoso (2007) revisaron informes previos del Instituto de Ingeniería sobre el daño observado en edificios durante el sismo de julio de 1957, y procesaron estadísticamente esta información para valorar e intentar clasificar el daño en edificios durante el sismo de 1957. De tal trabajo se ha extraído la información concerniente a edificios de concreto reforzado de mediana altura.

Se registraron como colapsos totales los siguientes:

- Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del IPN. Estructura de marcos de concreto reforzado de cuatro pisos y planta baja sin ningún muro.

- Edificio de la esquina de las calles de Frontera y Álvaro Obregón. Estructura de marcos de concreto reforzado de cinco pisos, destinado a vivienda.
- Casa de la cerrada de Romero de Terrenos # 52. Estructura que estaba en construcción con muros de mampostería unidos con dalas y castillos de concreto reforzado de dos pisos.
- Edificio de oficinas y bodegas ubicado en Insurgentes 1338. Estructura metálica.

Se registraron como colapsos parciales los siguientes:

- Edificio en Insurgentes # 337. Estructura de marcos de concreto reforzado de cinco pisos; sólo quedó en pie la planta baja.
- Mercado de la Merced. Estructura con cubierta formada por 94 cascarones de concreto reforzado, apoyados cada uno en pares de columnas de concreto reforzado empotradas en cajones, también de concreto reforzado con dimensiones de excavación que compensaban el peso propio de la estructura; seis de los cascarones de concreto se vinieron abajo.
- Edificio en calle Geranio esquina con Abedules en la colonia Atlampa. Estructura de cinco pisos, sufrió el derrumbe de los niveles superiores.

Las estructuras que se colapsaron eran estructuras de concreto reforzado de hasta cinco niveles, de acuerdo con la información recabada para el reglamento de construcción de 1942: *"Con excepción de las estructuras para lugares de reunión, sólo se exigía presentación de cálculos sobre sismos para edificios cuya altura fuera de más de 16 m o de dos veces la menor dimensión de la planta"*, muy posiblemente estas estructuras no fueron diseñadas para resistir fuerzas laterales.

Omitiendo las estructuras pequeñas, se registró la mayor cantidad de daños estructurales en edificios de mediana altura, aun siendo muy pocos en cantidad. Entre las fallas más comunes que se reportaron en las estructuras de concreto estuvieron:

- Flexión en columnas
- Tensión diagonal en trabes
- Flexión en trabes
- Pandeo en columnas
- Flexión en columnas por golpeteo (choque estructural).

2.2. SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985

El 19 de septiembre de 1985 se originó, frente a las costas de Michoacán, un sismo de magnitud 8.1 en escala de Richter que tendría efectos devastadores en la ciudad de México principalmente.

La interacción entre las Placas de Cocos y la placa Norteamericana (zona de subducción) dio origen a este sismo. El epicentro se localizó mediante redes instrumentales locales en las coordenadas 17.68° N y 102.47°W (Tena 1986).

En la tabla 2.1 se muestra información retomada de Tena (1986), sobre algunas características de los registros del movimiento del suelo durante el sismo.

Tabla 2.1. Características de los movimientos del suelo en campo libre de la ciudad de México. (Tena 1986)

	UNAM	SCT	CENTRAL DE ABASTOS	VIVEROS	TACUBAYA
Tipo de suelo	Roca	Arcilla blanda, 38 m de profundidad	Arcilla blanda, 38 m de profundidad	Suelo firme	Suelo firme
A_{max}	0.039 g	0.168 g	0.095 g	0.044 g	0.034 g
V_{max}	11 cm/s	61 cm/s	38 cm/s	12 cm/s	14 cm/s
D_{max}	6 cm	21 cm	19 cm	9 cm	12 cm
Duración	60 s	60 s	100 s	60 s	60 s
Espectro de respuesta	Periodo corto	Periodo corto	Periodo corto	Periodo corto	Periodo corto

Como se muestra en la tabla 2.1, en terreno firme se registraron valores de aceleraciones máximas de 4% de la aceleración de la gravedad, mientras que en zonas de terreno blando se alcanzan valores de hasta del 17% de g.

En lo que respecta a los daños en las estructuras de concreto, se observó lo siguiente (Tena 1986):

- El área de mayor daño corresponde a la zona de terreno compresible.
- A partir de la comparación de zonas afectadas en la ciudad de México durante sismos anteriores al sismo de 1985, se observó que dichas zonas se superponen en un mapa.
- El daño se concentró en edificios de mediana altura cuyo periodo se encontraba cercano al dominante del terreno.

En la tabla 2.2 se presenta una estadística de los daños en edificios de concreto durante el sismo de 1985 en la ciudad de México, definiendo dos tipos de daño: *Colapso* y *Muy Grave*, y agrupando a las estructuras por año de construcción y número de pisos.

La agrupación de estructuras de acuerdo a su año de construcción refleja tres periodos de tiempo principales en cuanto a la evolución de reglamentos en el Distrito Federal. Antes de 1957 puede considerarse que no existía una reglamentación racional relativa al diseño sísmico durante el periodo de tiempo que comprende de 1957 a 1976 estuvieron vigentes las normas de emergencia de 1957 y el reglamento de 1966 el cual contenía requisitos detallados de diseño sísmico en 1976 entró en vigor un reglamento que contenía modificaciones sustanciales (Tena 1986), y que se mencionan en el capítulo 3.

Tabla 2.2. Estadística de daños en edificios (Tena 1986)

Tipo de estructura	Daño	Año de construcción			Número de pisos				Total de Colapsos o Muy Graves
		Antes de 1957	57-76	Después de 1976	< 5	6-10	11-15	> 15	
Marcos de concreto	Colapso %	33	55	12	34	58	8	0	40%
	Muy Grave %	25	53	22	22	64	11	3	13.6%

Características estructurales que contribuyen a hacer más severos los efectos del sismo (Tena, 1986).

- *Comportamiento frágil por falla de columnas.* Se presentó en la gran mayoría de las fallas en edificios con base en marcos. El modo de falla más común pudo identificarse como la pérdida de capacidad de carga vertical del edificio debido al progresivo deterioro del concreto de las columnas por la repetición de un número elevado de ciclos de cargo laterales, que excedieron su resistencia en flexocompresión ó en cortante.
- *Efecto de muros divisorios de mampostería.* Esto se presentó solamente en los siguientes casos:
 - Cuando existió una distribución asimétrica en planta; sobre todo se presentó en el caso de edificios en esquina, que tenían muros de mampostería en las colindancias, mientras que las fachadas eran muy abiertas. Esta inadecuada distribución de rigidez, con una ostensible excentricidad, derivó en un efecto de torsión considerable, que incrementó en forma significativa las fuerzas actuantes en las columnas de los ejes de fachada, y que contribuyeron a ocasionar la falla.

- Asimetrías causadas por la destrucción de muros destinados a contribuir a la resistencia a cargas laterales, lo que incrementó notablemente las fuerzas en las columnas.

- *Daños previos por sismos anteriores.*
- *Columnas cortas.* Se denomina así al caso en que las columnas de algunos ejes se encuentran restringidas en su deformación lateral por muros de mampostería o por pretilas de fachada, lo que las hace mucho más rígidas que las de otros ejes, por lo que absorben una mayor porción de las fuerzas sísmicas, para las cuales no están generalmente diseñadas, dando lugar a una falla frágil, generalmente por cortante.
- *Choque entre edificios adyacentes.* Esto se debió principalmente a que ciertas construcciones no respetaron las separaciones mínimas para colindancias fijadas por el reglamento.
- *Sobrecarga excesiva en la edificación.* Se debió, principalmente, a que muchos edificios eran empleados como almacenes o archivos en los niveles, violando substancialmente las consideraciones que se hicieron en su diseño.
- *Efectos $P-\Delta$.* Así se conoce a los momentos adicionales que las cargas verticales introducen en una estructura cuando ésta sufre desplazamientos laterales elevados, lo que incrementa los momentos flexionantes en las columnas de los pisos inferiores, situación que no se ha previsto generalmente y que ocasionó el colapso de algunas estructuras.
- *Punzonamiento de losas reticulares.* Esto sucedió cuando las fuerzas cortantes de penetración resultantes de la suma de cargas verticales y del sismo en la periferia de la columna, provocaron la falla de cortante por penetración en la losa; más aún cuando no existió en la losa una zona maciza de concreto alrededor de la columna (conocida como capitel), como se presentó en algunos edificios.

CAPÍTULO 3

EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS Y PRÁCTICAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO DE 1942 A LA FECHA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) se ha modificado de acuerdo a las deficiencias que el mismo ha presentado en el diseño de una construcción. La ocurrencia de eventos sísmicos generalmente ha sido una de las causas principales para las modificaciones y actualizaciones del Reglamento.

A continuación se presenta una sinopsis o reseña de la evaluación del RCDF de 1942 a la fecha. Cabe señalar que las secciones 3.1 (Reglamento de 1942) a 3.3 (Reglamento de 1966) se transcriben textualmente de la publicación *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, de la Fundación ICA, A.C. (Fundación ICA 1988) en el capítulo 4, “Evolución del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal en aspectos de diseño sísmico”, en el cual se exponen los cambios más significativos en el diseño sísmico de edificaciones. Para las secciones 3.4 a 3.7, se ha retomado la información de Alcocer y Castaño (2008).

3.1. REGLAMENTO DE 1942

El Reglamento de 1942 era relativamente limitado en materia de sismos. Restringía a la altura de las construcciones a un máximo de 35 metros. Hacía una clasificación de las construcciones en ocho tipos diferentes, según su importancia y tipo de ocupación.

El tipo I correspondía a “construcciones que es indispensable que permanezcan intactas cuando todas las otras han sido destruidas por un temblor, de las que depende la habitabilidad y seguridad de las poblaciones, como plantas de bombeo, depósitos de agua potable, estaciones de bomberos, plantas de energía, plantas de tratamiento de aguas negras y monumentos que se desea conservar”.

El tipo II incluía “construcciones para lugares reunión o de cualquiera otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de un gran número de personas; por ejemplo escuelas, teatros, salas de cinematógrafo y similares”.

El tipo III era para “construcciones para edificios destinados al público, donde no se congrega un gran número de personas; así como otras construcciones que al fallar puedan poner en

peligro a las primeras; por ejemplo hoteles, casas de viviendas o departamentos, edificios para despachos, plantas industriales, etc.”.

El tipo IV era para construcciones para guardar materiales o equipos costosos o necesarios, como almacenes, elevadores de granos, etc., incluyendo también construcciones que al fallar podían poner en peligro a otras de este tipo.

El tipo V correspondía a residencias de lujo; el VI a cualquier construcción usada como habitación para pocas personas y el VII y VIII a construcciones que no ocasionarían en general daños a seres humanos o a otras estructuras.

Las fuerzas sísmicas se obtenían multiplicando el peso total de la estructura, incluyendo cargas vivas y muertas, arriba del nivel que se considerara, por un coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad) que valía 0.10 para estructuras tipo I, 0.05 para las de tipo II, 0.025 para las de tipo III a VI, 0.01 para las de tipo VII y nula para las de tipo VIII. No se tomaba en cuenta el tipo de terreno en que se construían, ni tampoco el incremento de las aceleraciones en niveles superiores, provocado por la flexibilidad de la estructura; esto es, se suponía aceleración constante en elevación.

Para revisar la capacidad ante cargas verticales y de sismo, se permitían incrementos de 33% en los esfuerzos admisibles con respecto a los empleados para la condición de cargas verticales exclusivamente.

Con excepción de las estructuras para lugares de reunión, sólo se exigía presentación de cálculos sobre sismos para edificios cuya altura fuera de más de 16 m o de dos veces la menor dimensión de la planta.

3.2. NORMAS DE EMERGENCIA DE 1957

El sismo del 28 de julio de 1957, de magnitud 7.5 en San Marcos, Guerrero, provocó numerosos daños en construcciones ubicadas en la zona de terrenos blandos de la Ciudad de México. Después de ese sismo se emitieron unas normas de emergencia, en las que los coeficientes sísmicos eran más grandes y dependían tanto del tipo de suelo en que se construyera (firme, de transición o blando) así como del tipo de estructura y de su destino. Se especificaron también aceleraciones variables con la altura para obtener una envolvente de fuerzas sísmicas más adecuada. Se permitieron estructuras de mayor altura, pero indicando que las de más de 45 m requerirían un análisis dinámico especial que garantizara su correcta estabilidad.

Los suelos se consideran blandos o de fondo del lago (tipo A), cuando los estratos de arcilla volcánica altamente compresible y de baja capacidad de carga tenían un espesor de más de 10 m; de transición (tipo B) en el caso de formaciones de arcilla de compresibilidad media a baja intercaladas con capas de arcilla volcánica compresible, con espesor total menor de 10 m; y

firmes o de lomeríos (tipo C), cuando tenían muy baja compresibilidad y alta capacidad de carga (conglomerados y tobas compactas). En caso de duda, el tipo de suelo se debía determinar por medio de sondeos.

Por su uso, los edificios se reagruparon en tres: el A, que incluía los tipos I y II del Reglamento de 1942, el B que abarcaba los tipos III a VI, y el C con los tipos VII y VIII del Reglamento anterior. Por su estructuración, se estableció una clasificación en tres clases: la 1 para estructuras de concreto o de acero con muros de relleno que contribuyen a aumentar su rigidez, ligados y distribuidos adecuadamente; la 2 para construcciones de concreto o de acero que no tienen elementos ajenos a la estructura que contribuyan a aumentar su rigidez; los contraventeos y muros de concreto ligados solidariamente a la estructura, se consideraban parte integrante de ésta; y la clase 3 para construcciones soportadas únicamente por muros de carga.

Los coeficientes sísmicos especificados para obtener la fuerza cortante en la base de los edificios son los identificados en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. *Coeficientes sísmicos Normas de Emergencia 1957*

Edificios		Tipo de terreno		
Grupo	Clase	A Blando	B Transición	C Firme
A	1	0.15	0.13	0.12
	2	0.20	0.18	0.15
	3	0.15	0.18	0.20
B	1	0.07	0.06	0.05
	2	0.10	0.09	0.07
	3	0.07	0.09	0.10
C	1,2,3	0	0	0

Para estimar las fuerzas en diferentes niveles, se suponía una distribución lineal de aceleraciones, con valor nulo en la base y máximo en el extremo superior, tal que la relación V/W en la base fuera igual al coeficiente sísmico especificado, siendo V la fuerza cortante por sismo y W el peso total.

Aparentemente, el coeficiente sísmico de las normas de emergencia era cuatro veces mayor para edificios del grupo B, clase 2, en terreno tipo A con respecto al reglamento de 1942. Sin embargo, cabe hacer notar que los esfuerzos admisibles en los materiales también se incrementaron considerablemente, ya que para la revisión bajo la acción combinada de efectos del sismo y carga vertical se aceptaron, para estructuras de concreto reforzado, esfuerzos en el concreto del doble de los correspondientes a la carga vertical, con excepción

de la tensión diagonal, en que sólo se aceptaban incrementos del 33%. En el acero de refuerzo de grado estructural se aceptaban esfuerzos de 90% del límite de fluencia, y en aceros especiales de 80% del límite de elasticidad aparente. Para estructuras de acero, se aceptaban incrementos de 67% en los esfuerzos admisibles. Se aceptó también, por primera vez, el empleo de criterios de diseño límite, con factores de seguridad de 1.2 en flexión y de 1.5 en carga axial, para estructuras de concreto reforzado, y 1.1 y 1.3 respectivamente para las de acero.

El espíritu de esta modificación en coeficientes sísmicos y esfuerzos era obligar a que todas las estructuras se analizaran por sismo, que hubiera inversión en el signo de momentos y que los puntos de inflexión en los momentos flexionantes en las trabes se corrieran hacia el centro de las mismas, pues hubo muchos casos de falla por falta de anclaje adecuado del lecho inferior. Las normas de emergencia limitaban también los desplazamientos horizontales relativos entre dos puntos sucesivos de restricción de columnas o muros de 0.002 de la diferencia de elevaciones entre dichos puntos, con excepción de las cubiertas de edificios industriales, estructuradas con madera o acero, ubicadas en terreno firme. Se incluyeron también disposiciones para tomar en cuenta oscilaciones torsionales.

3.3. REGLAMENTO DE 1966

En 1957 la Torre Latinoamericana tenía unos dispositivos para medir el desplazamiento relativo entre algunos niveles. El desplazamiento relativo entre la planta baja y el primer nivel permitió estimar que el coeficiente sísmico en el temblor del 28 de julio, para este edificio, fue del orden de 0.04 g.

Esto se tomó en cuenta al elaborar el reglamento que sustituiría a las normas de emergencia, que se terminó a principios de los años 60, pero que fue publicado en el Diario Oficial hasta 1966.

En este reglamento se modificaron varios aspectos de las normas de emergencia anteriores. Los tipos de suelo se redujeron a dos, incorporando la zona de transición al suelo blando. Los grupos de edificios, por su destino, se modificaron como sigue:

Grupo A: edificios gubernamentales y de servicios públicos (plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos y otros); aquéllos cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un temblor (como hospitales); aquéllos cuyo contenido es de gran valor (como museos) y aquéllos con área total construida superior a 400 m², donde existe frecuentemente aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones, terminales y similares).

Grupo B: construcciones para la habitación privada o de uso público donde no existe frecuentemente aglomeración de personas; cercas cuya altura exceda 2.5 m, construcciones para guardar materiales y equipos costosos y aquellas cuyas fallas puedan poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Grupo C: construcciones aisladas cuya ejecución no exija la intervención del director responsable de obra y cuya falla por temblor no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos o materiales o equipos costosos.

Por lo que respecta a la estructuración, se hizo una nueva clasificación en tres tipos. El primero incluía estructuras que se deforman básicamente por flexión de los miembros estructurales al ser sometidos a cargas laterales, como los marcos rígidos formados por columnas metálicas o de concreto y trabes o armaduras o losas planas, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si estuviera aislado, sin requerir para ello de muros o contravientos diagonales. Se incluían también en este tipo las construcciones con altura máxima de 7 m o dos pisos, que cumplieran con los requisitos del método estático simplificado.

La estructuración tipo 2 comprendía aquellas estructuras cuyas deformaciones ante la acción de cargas laterales son debidas esencialmente a esfuerzo cortante o a fuerza axial en miembros estructurales, como los edificios soportados por muros de carga o los marcos que no cumplen con los requisitos del tipo 1, excluyéndose las estructuras de muros de carga de dos niveles que se incluían en el tipo 1.

El tercer tipo de estructuración era el correspondiente a tanques elevados, chimeneas y construcciones soportadas por una sola hilera de columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza o cuyas columnas no estén ligadas con los distintos niveles por elementos rígidos y resistentes capaces de distribuir las fuerzas horizontales adecuadamente.

Tabla 3.2. *Coeficientes sísmicos especificados para estructuras del grupo B*

Tipo de estructuración	Zona de alta compresibilidad	Zona de baja compresibilidad
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Para las estructuras del grupo A estos valores se multiplicaban por 1.3 y para las del grupo C no se requería diseño por sismo.

Se permitía incrementar los esfuerzos admisibles que se debían usar bajo la acción de cargas verticales en 50% para madera y acero estructural o de refuerzo y en 33% para otros metales, concreto o mampostería, al revisar para la acción combinada de cargas verticales y horizontales por sismo.

Se permitían tres tipos de análisis. Uno estático simplificado, para construcciones de uno y dos niveles con muros de carga, que satisfacían una serie de requisitos, en el que sólo había que verificar que la resistencia al corte de los muros era suficiente. Otro estático, en el que las fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel se obtenían mediante la fórmula:

$$cW \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right)$$

donde c es el coeficiente sísmico de la tabla 3.2, W el peso total de la estructura, W_i el peso de cada nivel i , y h_i su altura con respecto a la base. En este método había que revisar, además de la resistencia a corte de las estructuras, el efecto de momentos de volteo y efectos torsionales debido a la disposición asimétrica de cargas o de elementos resistentes, incrementando la excentricidad calculada en 50% y adicionando una excentricidad accidental de 5% de la máxima dimensión del piso, medida perpendicularmente a la dirección del análisis.

Se permitía también valuar las fuerzas sísmicas en cada nivel empleando algún procedimiento de análisis dinámico compatible con las características de los temblores y el comportamiento del subsuelo y de las estructuras. Se proponían en el reglamento espectros de diseño tanto para terreno compresible como para terreno firme, que ya incluían reducciones por concepto de amortiguamiento estructural. Las fuerzas se calculaban suponiendo los efectos de cada modo de vibrar, pero en ningún caso se aceptaban fuerzas sísmicas de diseño menores que 60% de las obtenidas con el método estático de análisis. Los efectos de momentos de volteo y torsiones se valuaban igual que en el método estático, si las excentricidades calculadas no excedían 5% de la dimensión del piso, medida en la dirección de la excentricidad.

Los desplazamientos relativos laterales se limitaban a 0.002 veces la diferencia de elevación correspondiente, pero, si los elementos que no formaban parte de la estructura estaban ligados a ella de forma tal que no sufrieran daños por las deformaciones de ésta, se admitían, para estructuras del grupo A, deformaciones de 0.003 en la zona de alta compresibilidad y de 0.004 en la zona de baja y no se ponían limitaciones a las construcciones del grupo B ni a pisos o cubiertas que normalmente no soportan cargas vivas.

La separación en colindancias y en juntas de dilatación tenía un mínimo de 5 cm, o el desplazamiento calculado más $0.006H$ en la zona de alta compresibilidad o $0.004H$ en la de baja, siendo H la altura sobre el nivel de banqueteta.

3.4. REGLAMENTO DE 1976

Este reglamento fue editado con grandes cambios en formato e información técnica. Por primera vez el reglamento estuvo comprendido por un conjunto de requerimientos que establecían reglas básicas. Para cada material, para acciones como sismos o viento, para las partes que componen la estructura en general, fueron emitidas las Normas Técnicas Complementarias NTC. Se adoptó una filosofía de estados límite, se implantó el diseño por resistencia última para las estructuras de concreto reforzado y mampostería. Las estructuras de acero se siguieron diseñando por esfuerzos admisibles.

Los principales cambios para diseño por sismo fueron:

- Los suelos fueron clasificados en tres zonas de acuerdo con el espesor del estrato compresible: suaves (espesores de 20 m o más), transición (entre 3 y 20 m) y firme (menos de 3 m).
- Los coeficientes de diseño sísmico elástico fueron 0.24, 0.20 y 0.16 para las zonas arriba mencionadas.
- Fueron reconocidos los beneficios del comportamiento dúctil en las estructuras bajo eventos "grandes", a través de la adopción de factores de ductilidad Q , el cual variaba de 1 hasta 6, y dependía del tipo de material, sistema estructural y detallado.

Q	Tipo de estructura
6	Marcos resistentes a momento de acero o concreto reforzado cuidadosamente detallados
4	Estructuras que no cumplían todos los requisitos para $Q=6$, o cuando existieran muros en los marcos
2	Estructuras con muros de piezas de mampostería
1	Otros casos

- La distorsión de entrepiso admisible fue 0.008 y 0.016 para estructuras con elementos no estructurales que se dañaran severamente y para estructuras detalladas para reducir el daño respectivamente.
- Se duplicó la excentricidad por torsión.
- Se establecieron factores C_y para el análisis estático simplificado
- El método estático fue aplicable a estructuras de hasta 60 m
- El análisis dinámico fue establecido como modal o paso a paso.
- El espectro de diseño constaba de tres zonas, primero una rampa lineal ascendente comenzando en la ordenada igual a la aceleración máxima del terreno (PGA) en un periodo $T=0$ s del sistema; después una zona de valor de ordenada constante, "una meseta", hasta comenzar la tercera zona, una rama descendente con forma de una parábola.
- Por primera vez, el factor de reducción de fuerzas dependía del periodo fundamental de la estructura.

3.5. NORMAS DE EMERGENCIA DE 1985

Aun cuando el reglamento de 1976 se consideró un reglamento avanzado, con criterios que no se adoptaban en otros reglamentos, estaba en proceso de revisión desde finales del año 1984. El sismo de 1985 aceleró este proceso. Después del sismo, fueron emitidas las normas de emergencia de 1985, con el fin de rehabilitar las estructuras dañadas.

Los cambios más significativos fueron:

- Se incrementaron los coeficientes de cortante para diseño sísmico elástico. En la meseta se establecieron valores de 0.4 g y 0.27 g para zonas de terreno blando y en transición, respectivamente.
- El factor de reducción de resistencia se redujo de 0.75 a 0.50 cuando el factor Q tuviese un valor mayor que 2.
- La carga viva para oficinas fue duplicada.
- La altura máxima de una estructura para la cual el método simplificado es aplicable se redujo de 13.5 a 8.5 m. Los coeficientes de diseño sísmico también fueron incrementados.
- El valor máximo de Q se redujo a 4, y se estableció que era aplicable para marcos de concreto reforzado resistentes a momento, capaces de resistir el 50% del cortante por si mismos cuando han sido reforzados con muros y/o contravientos.
- Se estableció $Q=3$ para estructuras con losa plana y estructuras con vigas de alma abierta.
- La máxima excentricidad torsional permitida tenía que ser menor que el 20% de la dimensión mayor en planta.

3.6. REGLAMENTO DE 1987

Se publicó en julio de 1987, con varios cambios incorporados a las normas de emergencia de 1985, aunque la mayoría de los requerimientos no se modificaron.

Los cambios más significativos fueron:

- Las estructuras fueron clasificadas en dos grupos, se eliminó el grupo C. Sin embargo, el grupo B fue subdividido en B1 y B2, de acuerdo con su altura, área total en planta y tipo de suelo.
- La zonificación del suelo fue revisada y redefinida. Para suelos tipo II y III (transición y blando) se introdujo un diseño más severo y detallado.
- Se incluyeron requisitos para elementos no estructurales que pueden afectar el comportamiento sísmico.
- El valor de la carga viva para diseño de oficinas se mantuvo; para uso residencial se redujo.
- Se establecieron reglas específicas para aislar los elementos no estructurales del sistema resistente.
- Los coeficientes de diseño sísmico para la zona de transición se incrementaron de 0.27 a 0.3 g.
- El factor de importancia para estructuras del grupo A se incrementó de 1.3 a 1.5.

- Se redujo la distorsión de entrepiso permisible a $0.006h$ y a $0.012h$ (donde h es la altura de entrepiso) para estructuras con elementos no estructurales que se conectan a la estructura y para cuando están aislados, respectivamente.
- La separación entre edificios adyacentes se calculó como la suma de los desplazamientos laterales, basados en fuerzas elásticas, más 0.001, 0.003 y 0.006 veces la altura del edificio, si la estructura se ubicaba en la zona I, II y III respectivamente.
- Se estableció una serie de condiciones de regularidad para elevación y planta del edificio. Si las condiciones no se cumplían, el factor Q' se reducía un 20%.
- Se incluyeron recomendaciones para la interacción suelo-estructura.
- Para estructuras de concreto reforzado, se establecieron dos clases de concreto, basado en su peso volumétrico.
- El diseño estructural de acero adopta un enfoque de resistencia última.

3.7. REGLAMENTO DE 2004

Fue publicado en octubre de 2004. El reglamento comprende 257 artículos en 11 títulos. El título VI se divide en 12 capítulos; los requisitos importantes son:

- Las estructuras fueron clasificadas en grupos A, B1 y B2. Las estructuras del grupo A son instalaciones esenciales. Las del grupo B1 son usadas para habitación, oficinas y comercio, hoteles y otras no incluidas en el grupo A; estas estructuras tienen alturas mayores a 30 m o un área en planta de construcción mayor a 6000 m² para zonas I y II, o mayores que 15 m o con área de construcción mayor a 3000 m² para zona III. Las estructuras del grupo B2 son todas las no incluidas en los grupos ya mencionados.
- Se consideran tres tipos de acciones para diseño de acuerdo con su duración: variable, permanente y accidental. Estas acciones de diseño, así como los factores de carga específicos, se encuentran en las NTC. Para combinaciones de cargas permanentes, se usa un factor de carga igual a 1.4; para acciones accidentales se considera 1.1. Solamente cuando las acciones favorecen la estabilidad de la estructura, se usa un factor de 0.9. En esta sección, en las NTC, se incluye una tabla con los valores de carga viva para cada intensidad.
- En las normas técnicas complementarias para diseño por sismo, se incluyó un nuevo apéndice con un espectro de diseño alternativo al que se encuentra en el cuerpo principal de las NTC. El espectro de diseño del apéndice es específico de un sitio. Se especifican los factores de reducción para fuerzas elásticas que considera la ductilidad y la sobrerresistencia. Las aceleraciones espectrales en el apéndice tienden a ser similares a las del cuerpo principal de las NTC.
- Se incluyeron recomendaciones derivadas de investigaciones recientes en México y en otros lugares para el diseño en acero, concreto reforzado, mampostería y estructuras de madera.

CAPÍTULO 4

DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO, ESTRUCTURACIÓN Y COMPORTAMIENTO DURANTE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 DEL EDIFICIO DE INTERÉS

Este capítulo está enfocado a la presentación del edificio de interés, que es uno de los edificios Tipo "C" del complejo habitacional Nonoalco-Tlatelolco, conocido como el "Edificio Nuevo León (ENL)", el cual se colapsó durante los sismos de septiembre de 1985.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO TIPO "C" DEL COMPLEJO HABITACIONAL NONOALCO-TLATELOLCO

La siguiente descripción ha sido retomada casi en su totalidad de la tesis de licenciatura *"Reestructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985"* presentada por Tena (1986).

La estructuración que se describe forma parte de un conjunto urbano construido en el norte de la Ciudad de México entre finales de los años 50s y principios de 60s, con la finalidad de albergar a más de 70,000 personas.

Esta edificación forma parte de un conjunto de tres edificaciones idénticas con la misma distribución en planta y estructuración; a cada conjunto de tres edificios se les denominó como "Edificios Tipo C". En Nonoalco-Tlatelolco se tenían un total de 10 "Edificios Tipo C", con idéntica orientación en dirección este-oeste (figura 4.1).

Cada edificio tipo cuenta con 15 niveles, donde existen 288 departamentos, ocupando una superficie de terreno de 1,991 m² y un área construida de 29,868.75 m².

Se diseñaron por los años 1958-1963 y su construcción se llevó a cabo entre los años 1959 y 1964. Los criterios de diseño fueron los del Reglamento de Construcciones vigente en esas fechas. Para el diseño de elementos estructurales se atendió a criterios mixtos de diseño, también conocidos como de diseño plástico.

El diseño sísmico y eólico se basó en los criterios descritos en la Revista Ingeniería (1964), donde se especifica que se empleó un análisis estático con un coeficiente de diseño sísmico de 0.08. Se analizaron utilizando los métodos de Kani, Newmark y sus variantes, principalmente (Damy y Fierro 1964).

El sistema estructural era con base en losa plana aligerada con bloques huecos de concreto ligero, rigidizada con base en muros de cortante de mampostería de bloque hueco con contravientos de concreto (en marcos exteriores de colindancia, principalmente) y de trabes

peraltadas en fachadas. Existían algunas zonas en el sistema de piso ocupadas por losas macizas de 8 cm de espesor (figura 4.2).

La losa plana tenía un peralte de 28 cm, con nervaduras espaciadas por lo general 40 cm y ocasionalmente 20 cm y 60 cm; esta última separación en las zonas de capitel. El ancho de las nervaduras varía de 10 cm hasta 20 cm, siendo más comunes las nervaduras de 10, 12.5 y 15 cm.

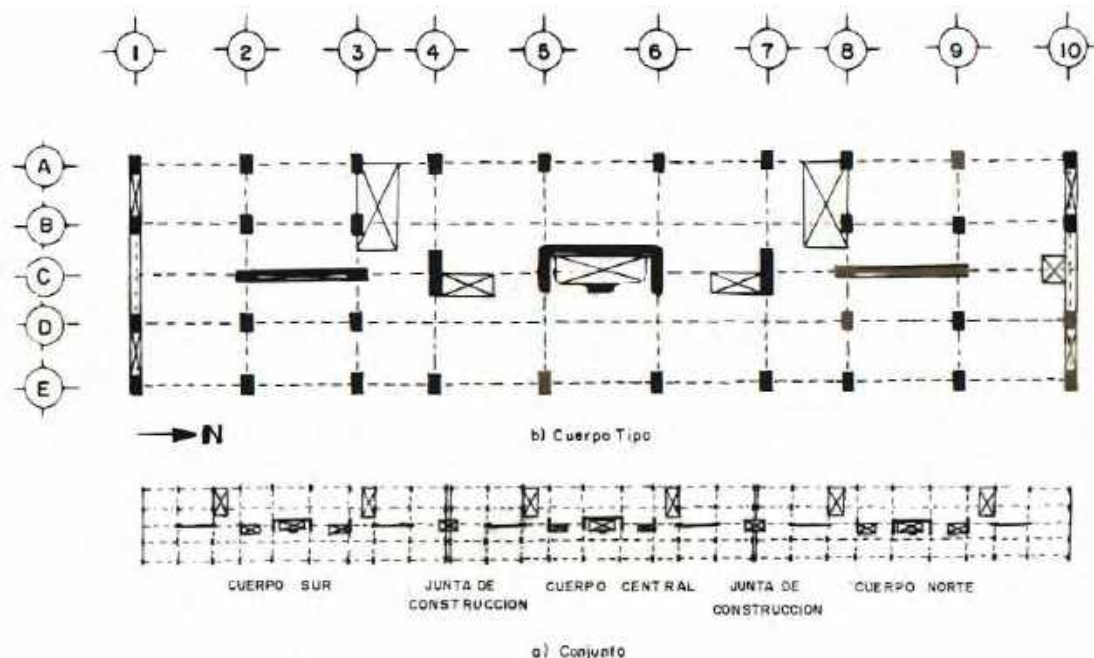


Figura 4.1. Planta tipo (Tena 1986)

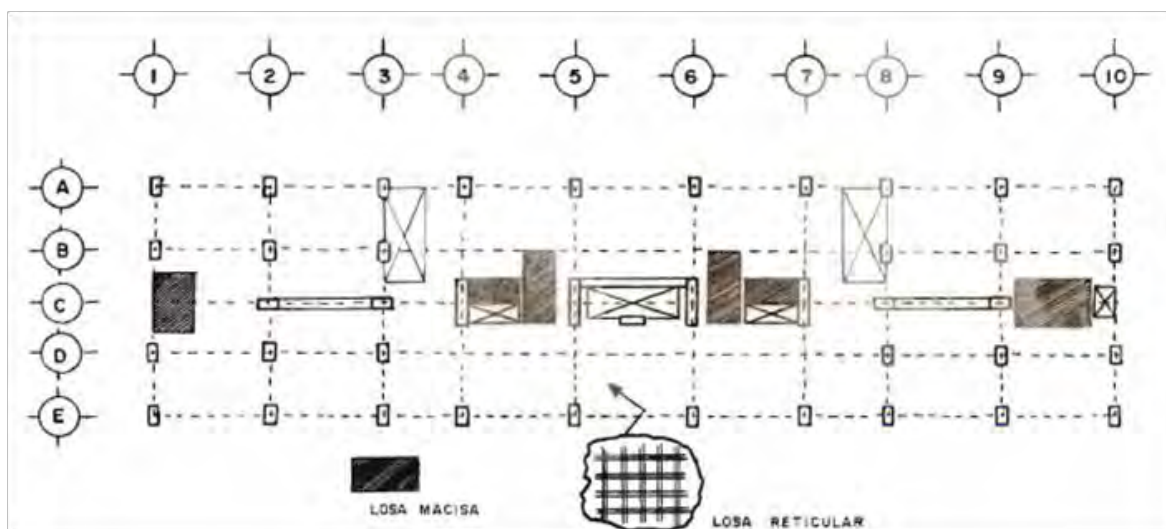


Figura 4.2. Características de la losa (Tena 1986)

Las columnas disponían de una sección de 30 x 70 cm en planta baja y estaban orientadas primordialmente para resistir el sismo en la dirección este-oeste (donde la planta era más

corta), aunque en el marco central (eje C) estaban orientadas para resistir el sismo en la dirección norte-sur. Los claros existentes entre ejes de columnas eran de 6.30 m y 4.50 m en la dirección norte-sur (dirección X) y de 3.45, 2.80 y 5.60 m en la dirección este-oeste (dirección Y), como se indica en la planta de la figura 4.3.

El sistema resistente ante cargas laterales lo componen, el marco equivalente “rígido” formado por las columnas y la losa plana aligerada, con la ayuda de los muros de cortante descritos, trabes peraltadas en fachadas y contratraves de concreto. Su distribución en planta se muestra en las figuras 4.3 y 4.4, que corresponden a las plantas de planta baja al quinto piso y del sexto al último piso, respectivamente.

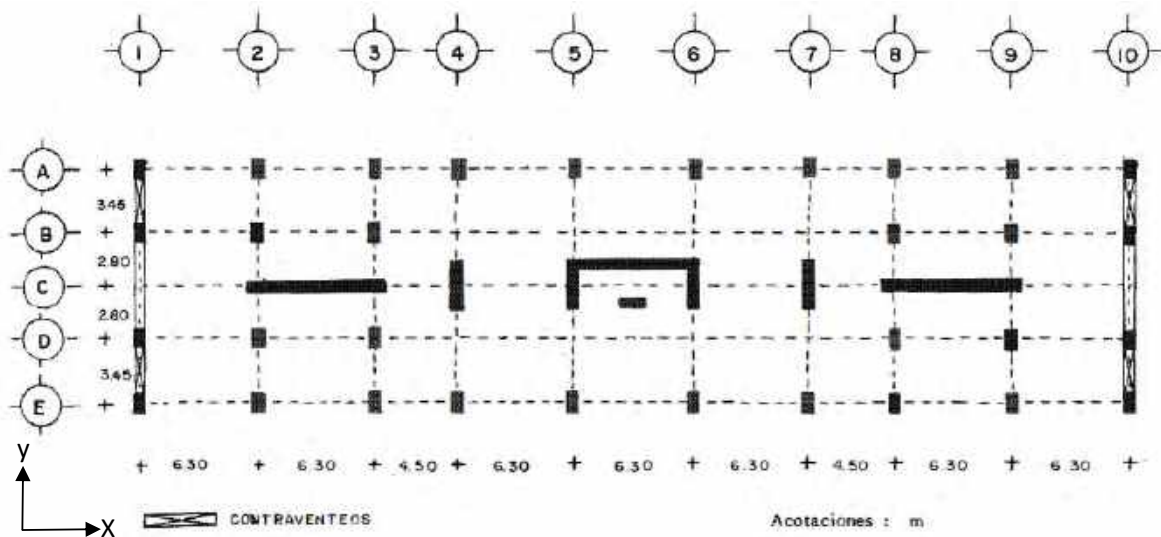


Figura 4.3. Elementos resistentes, planta baja a quinto piso (Tena 1986)

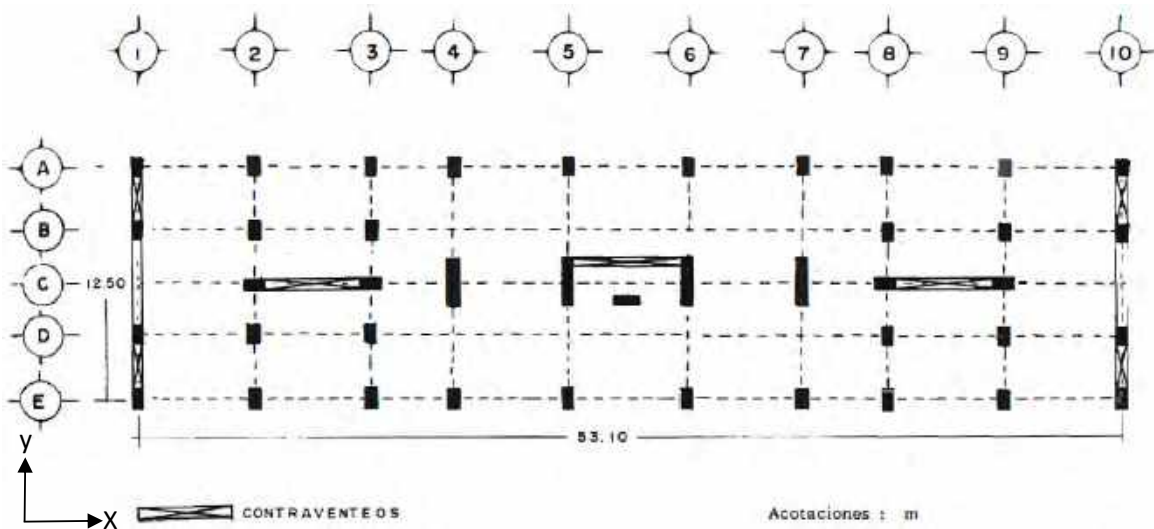


Figura 4.4. Elementos resistentes, sexto piso a último piso (Tena 1986)

Esta estructuración tiene muchos ángulos interesantes, algunos de los cuales se pueden apreciar analizando la distribución de los elementos resistentes en planta, que se muestran en las figuras anteriores.

Uno de ellos es en sí la planta, que es bastante alargada. Su longitud en la dirección X es aproximadamente 4.25 veces su longitud en Y, y mide más de 50 m; esto ocasiona que no se cumpla cabalmente con la hipótesis de que la losa es infinitamente rígida en su plano ante la acción de una fuerza excitadora horizontal como la generada por el sismo. Además, posee discontinuidades por la necesidad de los espacios para elevadores, escaleras, servicios, lo que agrava esta situación. Obsérvese que se contrapone a la segunda recomendación sobre regularidad establecida actualmente en los reglamentos de diseño sísmico, que versan sobre cómo proteger el comportamiento de las estructuras en zonas sísmicas.

Tomando muy en cuenta esta situación, se vio la necesidad de defender a la estructura de la mejor manera posible ante la acción de un sismo en la dirección este-oeste. Esto se previó rigidizando a la estructura en esa dirección de la siguiente manera.

De las figuras 4.3 y 4.4 se observa que los marcos destinados a resistir el sismo en esa dirección son los marcos de los ejes 1 al 10. Como se puede apreciar en las plantas (figuras 4.3 y 4.4), las columnas fueron orientadas principalmente para oponer mayor resistencia a la flexión en dirección E-W que en la dirección N-S, exceptuando las columnas centrales del eje C, donde la situación es a la inversa. Además, el ancho de las nervaduras es mayor en esta dirección. Por último, para defender aún más a la estructura en esa dirección, los marcos exteriores 1 y 10 se encuentran contraventeados con diagonales de concreto dispuestas de una manera muy peculiar, lo cual se muestra en la figura 4.5.

Para resistir la acción de un sismo en la dirección norte-sur (dirección X) el sistema fue el siguiente.

Los marcos resistentes a la acción de un sismo en esta dirección son los correspondientes a los ejes A, B, C, D y E. Las columnas en general no están orientadas para resistir el sismo en esta dirección; no obstante esto, lo que se hizo fue lo siguiente.

Los marcos exteriores de fachada de los ejes A y E, cuentan con trabes de pretil con un peralte de 85 cm, las cuales incrementan la rigidez ante fuerzas laterales en estos marcos; sin embargo, confinan a las columnas de tal manera que restringen su longitud efectiva de deformación lateral, produciéndose el efecto denominado como columnas cortas. Esto hace necesario detallar adecuadamente dichas columnas para que resistan el incremento de la fuerza cortante a que se verán sometidas.

Asimismo, el marco central del eje C fue dispuesto para aumentar la rigidez de la estructura en esta dirección; sin embargo, su disposición, que se muestra en la figura 4.6, resulta también muy interesante como para un comentario más amplio, que se tratará después.

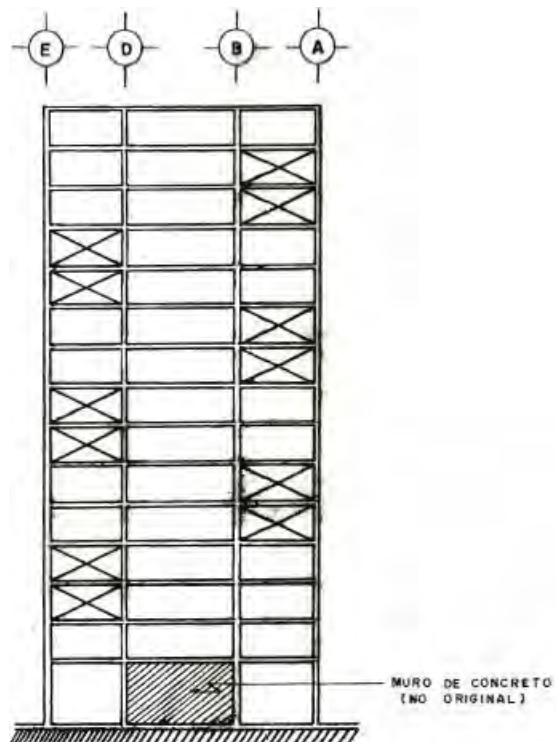


Figura 4.5. Marcos exteriores ejes 1 y 10 (Tena 1986)

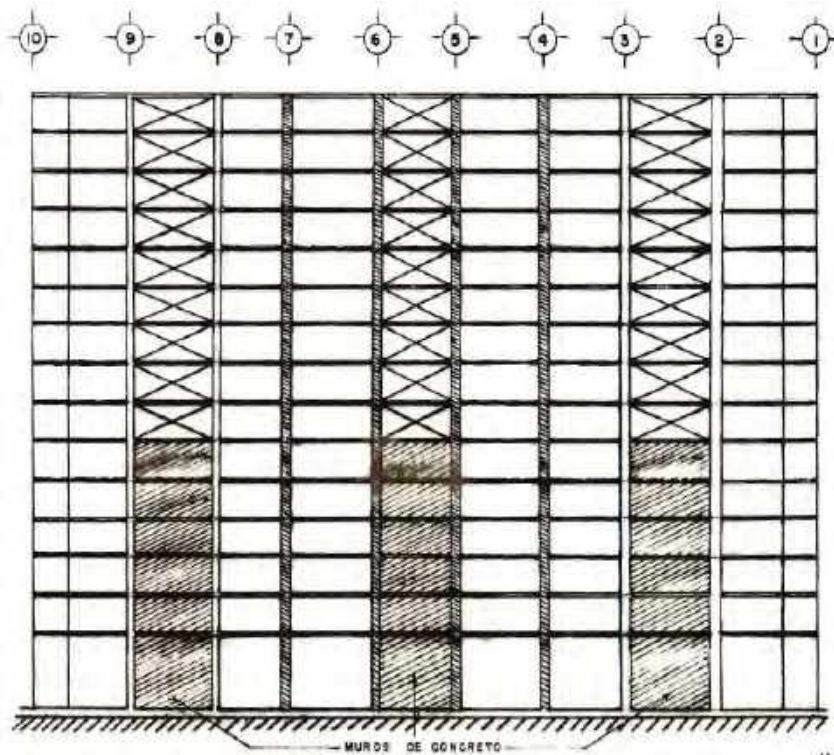


Figura 4.6. Marco del eje C (Tena 1986)

Observando la disposición global de los elementos estructurales en planta (figuras 4.3 y 4.4), se nota que existía tal simetría que los centros de pseudo-torsión de cada piso (Tena 1986, Tena 2007) debieron estar muy cercanos al centro geométrico de la planta.

Asimismo, atendiendo a la disposición de elementos no estructurales como muros divisorios (figuras 4.7 y 4.8), se ve también que ésta guarda gran simetría, y aunado a la distribución más o menos uniforme del sistema de piso en planta, se concluyó que los centros de masa de los niveles también estuvieron cercanos al centro geométrico de la planta, pero ligeramente cargado en dirección Y entre los ejes C y B (Tena 1986).

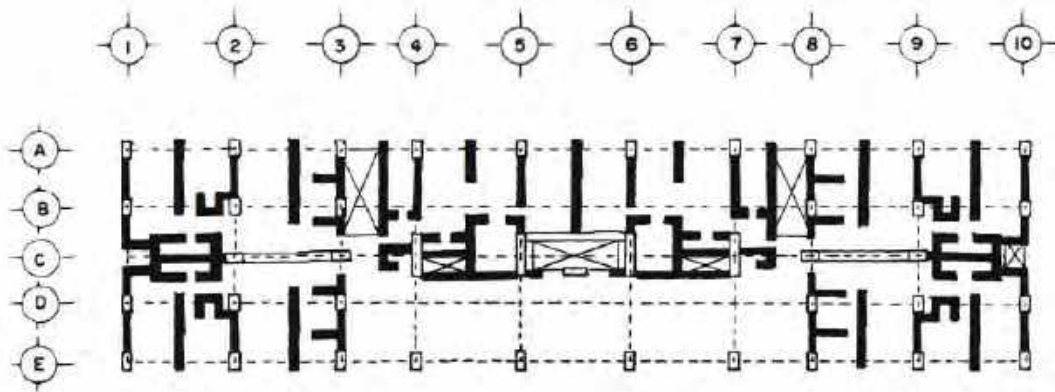


Figura 4.7. Distribución de muros no estructurales en los niveles donde hace parada el elevador, pisos 3, 6, 9 y 12 (Tena 1986)

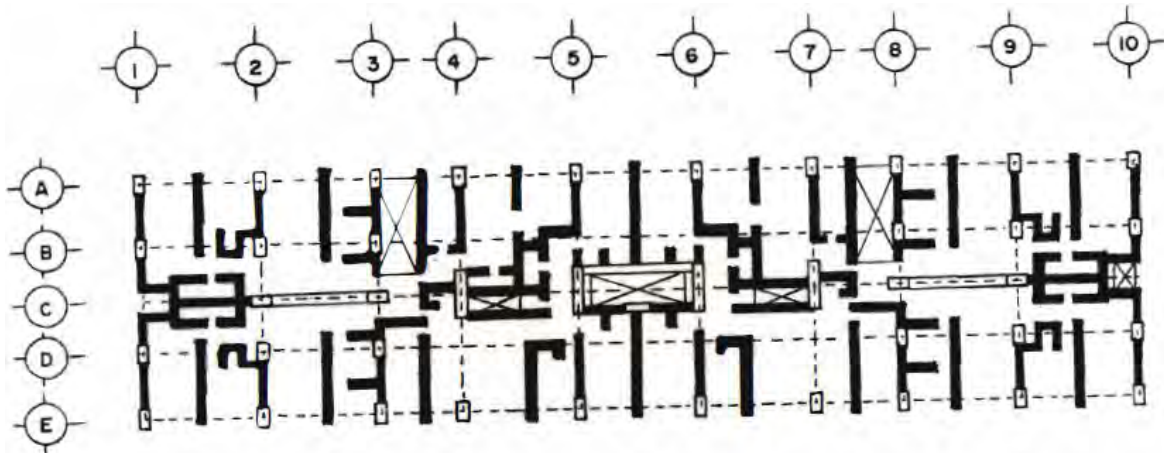


Figura 4.8. Distribución de muros no estructurales en los niveles donde no hace parada el elevador (Tena 1986)

Por lo tanto, se concluyó que los centros de torsión y los centros de cortante de la estructura se encontraban muy próximos entre sí aparentemente y, por tanto, la excentricidad existente fue pequeña, con lo cual, al parecer, la estructura no debió tener problemas por torsión.

A pesar de lo acertado que resultaron, en general, las disposiciones en la estructuración del edificio, ésta poseía en su construcción final algunas características muy audaces que

podieron propiciar la formación de puntos de debilidad en la estructura, los cuales tal vez no fueron contemplados de esta manera. Tena (1986) principalmente se refería a la estructuración hecha en los marcos de los ejes 1 y 10, el marco del eje C y lo construido en los marcos exteriores de fachada de los ejes A y D.

De los marcos exteriores de fachada de los ejes A y D, Tena (1986) señala que al haberse construido trabes peraltadas que confinan a las columnas, se provocó el fenómeno de columnas cortas.

En cuanto a los marcos contraventeados de los ejes 1 y 10, Tena indica, con apoyo de una figura no mostrada aquí, que la razón del contraventeo era la de contribuir significativamente a la rigidez de la estructura en dirección E-W, y que su peculiar disposición en elevación (figura 4.5), en la cual las crujías exteriores (A-B y D-E) se encuentran contraventeadas 2 pisos si, 2 pisos no, estaba diseñada para transmitir de manera más uniforme las cargas axiales por sismo a la cimentación.

4.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

A partir de la información de geometría estructural obtenida de Tena (1986), y auxiliándose de la información que se puede obtener de manera visual a partir de las fotografías de la misma fuente, se ha completado de manera aproximada el diseño original del edificio.

4.2.1. Materiales

Las propiedades de los materiales empleados en la construcción del edificio ENL fueron tomadas de los valores de referencia que se establecían en los reglamentos RCDF-1942 y RCDF-1966, que son muy similares entre sí. En la tabla 4.1 se muestran los pesos volumétricos usados en el análisis y bajada de cargas.

Tabla 4.1 Cargas muertas [RCDF-1942]

Artículo 3.- Pesos volumétricos			
Los pesos que siguen están en kilogramos por metro cúbico:			
a) Mampostería de piedras naturales:		c) Morteros para aplanados:	
Basalto.....	2200	Mortero de cemento y arena.....	2000
Tezontle.....	1300	Mortero de cal y arena.....	1500
Tepetate.....	1100		
b) Mampostería de piedras artificiales:		d) Madera	
Concreto simple.....	2200	Pino (ocote).....	600
Concreto reforzado.....	2400	Oyamel.....	600
Ladrillo (tabique) rojo, macizo hecho a mano.....	1500		
Ladrillo (tabique) rojo, hueco hecho a mano.....	1200	e) Hierro y acero	
Ladrillo (tabique) ligero de cemento, macizo.....	900	Hierro laminado y acero.....	7600
Bloque hueco de concreto.....	1200	Hierro fundido (vaciados).....	7200
Ladrillo delgado rojo común.....	1500		
Azulejo o loseta.....	1800		
Mosaico.....	2000		

4.2.2. Geometría estructural

El ENL estaba estructurado con base en losas planas aligeradas sin capiteles ni ábacos. El peralte de la losa era de 28 cm, con bloques de concreto ligero como aligeramiento. Las nervaduras se encontraban espaciadas a 40 cm generalmente (Figura 4.9).

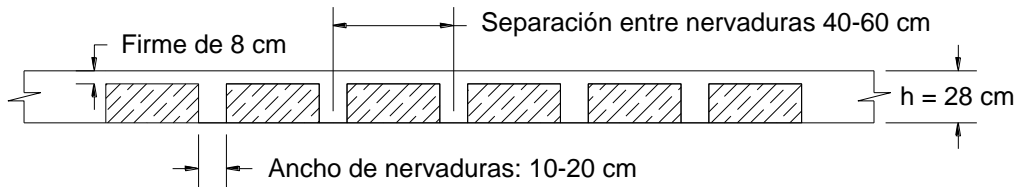


Figura 4.9 Losa plana aligerada

El sistema de piso estaba apoyado sobre columnas principalmente, aunque también hay muros de concreto y muros de mampostería de bloque con contravientos de concreto como se muestra en la figura 4.10.

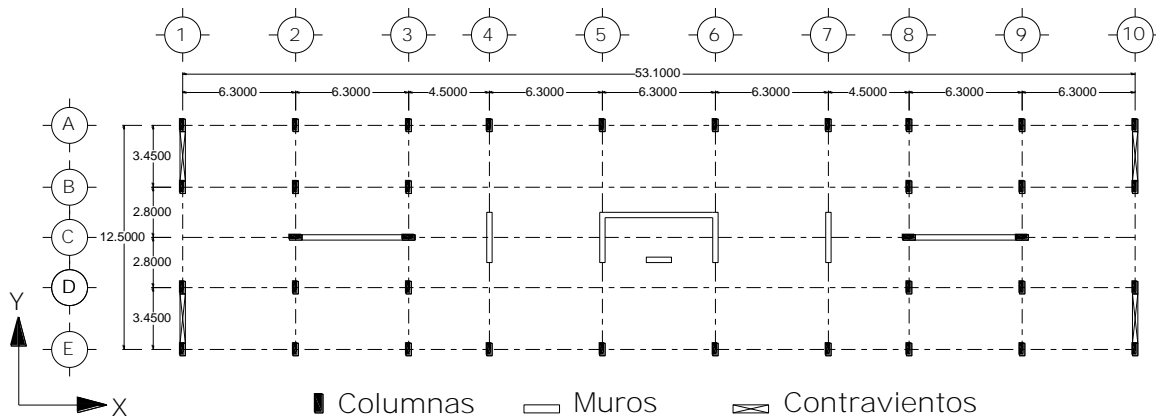


Figura 4.10. Planta tipo del edificio en estudio

La sección transversal de las columnas era rectangular y cambiaba dimensiones con la altura: a) 30x70 cm para los entrepisos 1 (o PB) y 2, b) 30x60 cm para los entrepisos 3 a 6, c) 30x50 para los entrepisos 7 al 9, d) 23x40 para los entrepisos 10 y 11, e) 23x35 para los entrepisos 12 y 13 y, f) 23x25 para los entrepisos 14 y 15.

Los muros estaban ubicados como se muestra en la planta de la figura 4.10. No se cuenta con información específica sobre los espesores de los muros, así que se han supuesto de un espesor de 30 cm. Tampoco se cuenta con información precisa de los contravientos, los cuales se encontraban ubicados en los ejes C, 1 y 10, como se muestra en la figura 4.11.

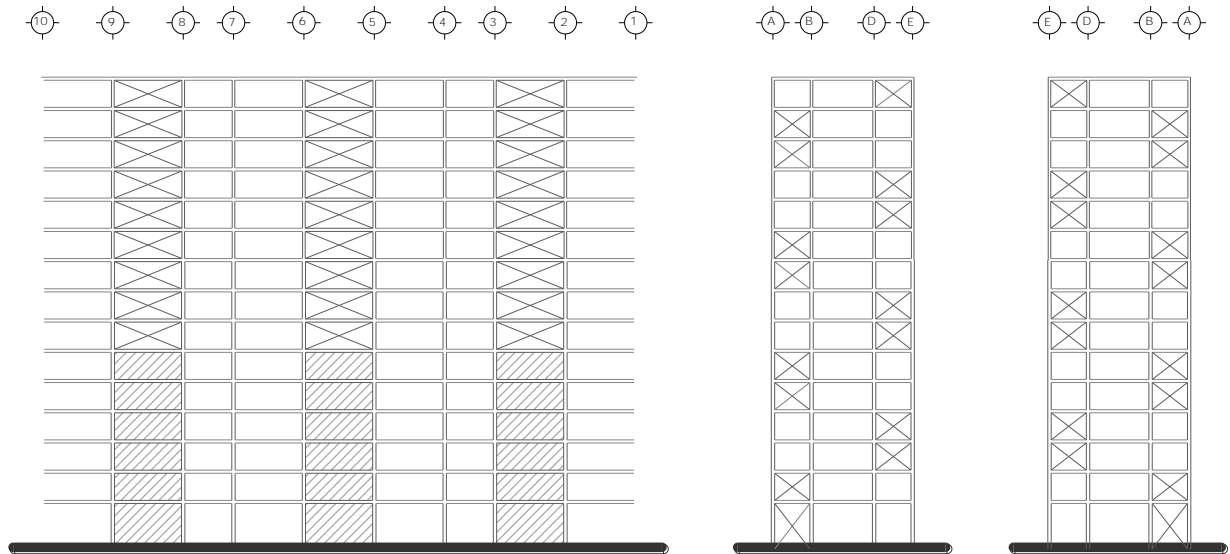
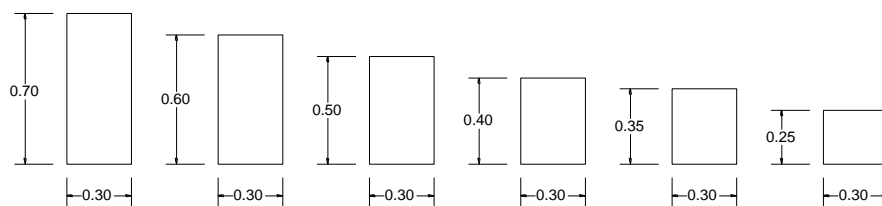
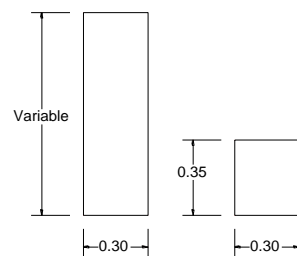


Figura 4.11. Elevaciones de los ejes C, 1 y 10 del ENL

Las secciones transversales de columnas, muros y contravientos empleadas en este estudio se presentan en la figura 4.12.



Geometría de columnas tipo C1-C6



Geometría de muros y contravientos

Figura 4.12. Secciones transversales de columnas, muros y contravientos

4.2.3. Análisis y diseño estructural

Al carecer de la información precisa del diseño o de planos estructurales originales para el ENL, para intentar determinar el refuerzo que probablemente debió tener el diseño original del edificio en estudio, se realizó un análisis estructural con los lineamientos que, en su tiempo, rigieron al diseño.

1. Como se indicó anteriormente, en esa época se diseñaron los edificios del conjunto Nonoalco-Tlatelolco analizando cada marco individualmente utilizando el método de Kani (Damy y Fierro 1964). Por ello, el análisis del edificio en general se realizó marco por marco, es decir, en el plano y con el apoyo del software ETABS v9.6.0, pero teniendo cuidado de seguir las hipótesis de la época asociadas al método de Kani: a) no se consideraron deformaciones por cortante en vigas y columnas, b) las zonas rígidas se debieron exclusivamente a las propuestas para el diseño de la losa reticular conforme al método del marco equivalente, etc. Las elevaciones de los marcos analizados se presentan en las figuras 4.13 y 4.14.

2. Los muros se idealizaron como puntales equivalentes, de acuerdo con el modelo propuesto por Holmes (1961), como se ilustra en la figura 4.15.

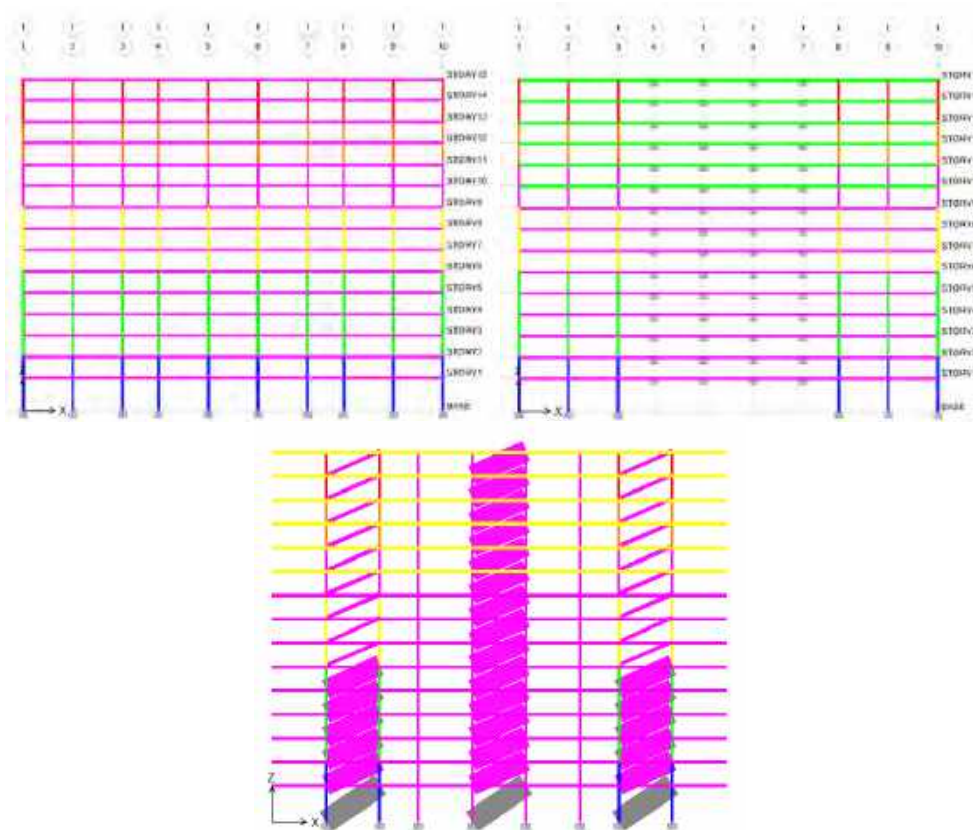


Figura 4.13. Marcos de los ejes A, B y C en el software ETABS v9.6.0

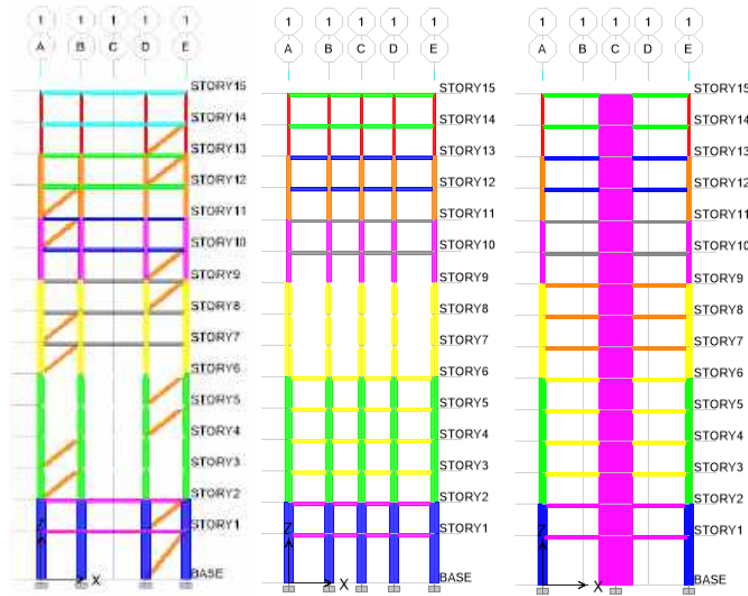


Figura 4.14. Marcos de los ejes 1, 3, 5 en el software ETABS v9.6.0

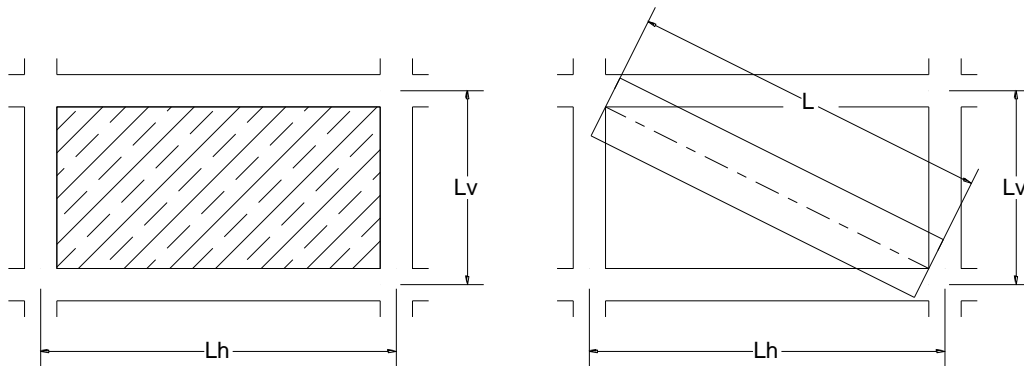


Figura 4.15. Muro - puntal equivalente (Holmes, 1961)

3. Las fuerzas sísmicas fueron estimadas considerando una distribución lineal desde la base hasta el último nivel, siendo su valor el producto del peso del edificio al nivel considerado por un coeficiente sísmico igual a 0.08 (análisis sísmico estático).

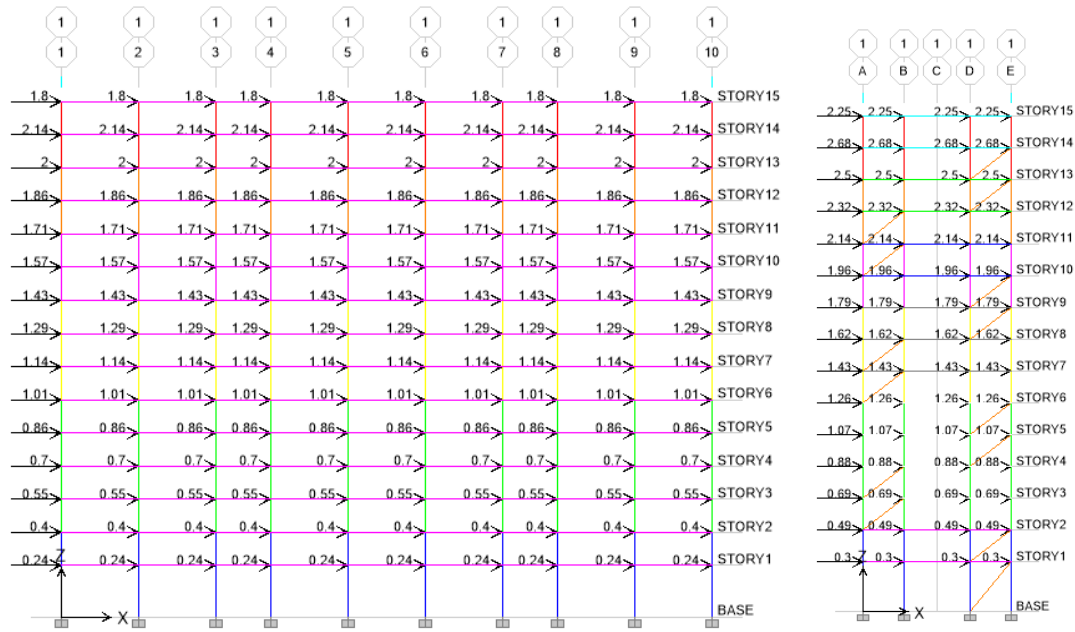
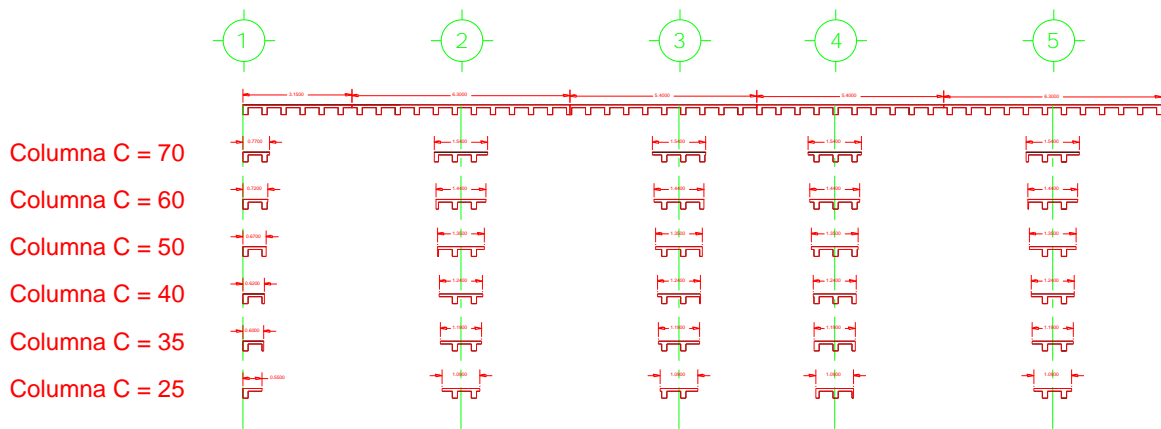


Figura 4.16 Distribución de fuerzas laterales (toneladas)

4. Para realizar el análisis estructural fue necesario idealizar a la losa reticular aligerada por medio de "vigas equivalentes", las cuales se determinaron mediante el método de la estructura equivalente de las NTCC-04 (2004), el cual consiste en dividir a la estructura en un sistema de marcos cuyas trabes son franjas de losa comprendidas mediante anchos efectivos, en función de las dimensiones de la columna sobre la cual se apoya la losa (González y Robles 2005). Las secciones efectivas obtenidas se ilustran esquemáticamente en la figura 4.17.



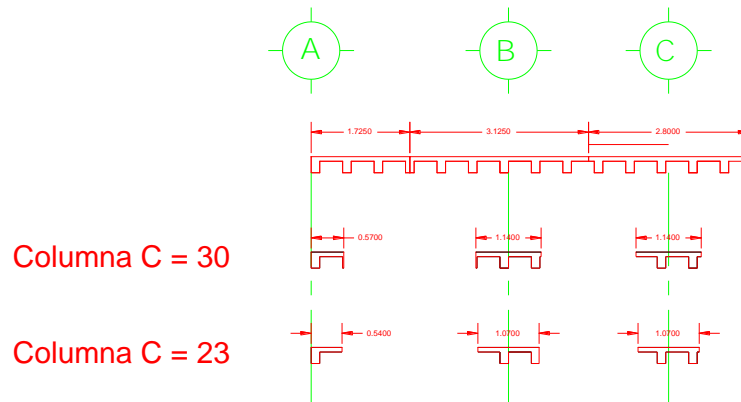


Figura 4.17 Secciones efectivas de las "vigas equivalentes"

5. El edificio fue revisado para la combinación de 1.1 (Carga Muerta + Carga Viva instantánea + Sismo) en la dirección correspondiente, de acuerdo a la dirección en estudio, como se ilustra en las figuras 4.18 y 4.19.

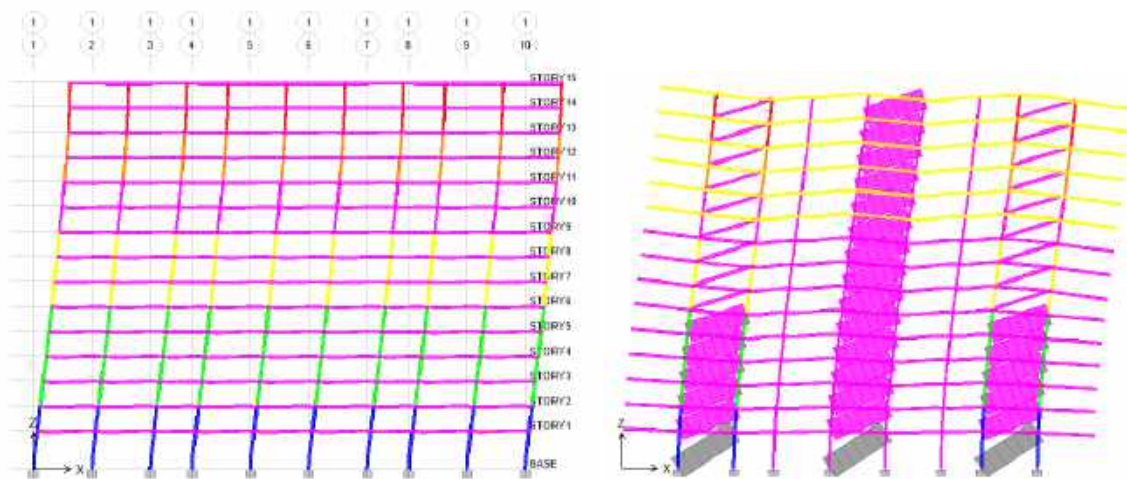


Figura 4.18. Deformada ante la combinación 1.1 (Carga Muerta + Carga Viva instantánea + Sismo), sismo N-S

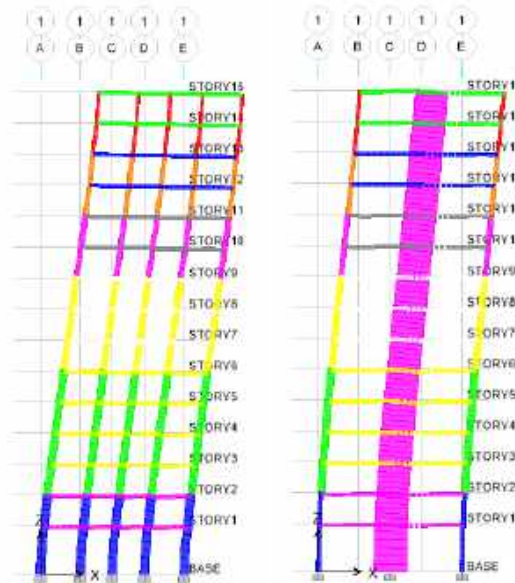


Figura 4.19. Deformada ante la combinación 1.1 (Carga Muerta + Carga Viva instantánea + Sismo), sismo E-W

6. Para conocer las propiedades dinámicas de la estructura se modeló además en el espacio (figura 4.20); esto con la finalidad de poder calibrar posteriormente los modelos para análisis no lineal del software Drain-2DX (Prakash *et al.* 1992) con los resultados obtenidos con el software ETABS v9.6.0.

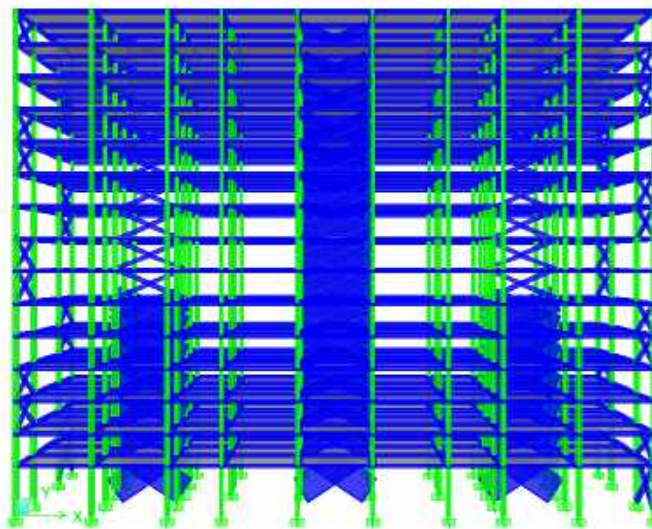


Figura 4.20. Modelo del edificio en 3D (software ETABS v9.6.0)

7. Diseño estructural. La filosofía de diseño implantada para el diseño de los edificios del conjunto Nonoalco-Tlatelolco fue de resistencia última, ya que a pesar de que en su tiempo el reglamento de construcción estaba basado en el diseño por esfuerzos permisibles, se consideraron criterios de diseño adaptados de otros reglamentos como el ACI de 1956 y 1963 (Rosenblueth 1964).

El diseño estructural de columnas, "vigas equivalentes", muros y contravientos se realizó de acuerdo con las NTCC-04 (2004), dado que el bloque equivalente de esfuerzos de las NTCC-04 es más parecido al que se emplea en el ACI-530 desde hace décadas, como se discute en Luna y Tena (2002). Los resultados del análisis y el diseño obtenido se resumen en las tablas 4.2 a 4.4 y en las figuras 4.21 a 4.23.

Tabla 4.2 Pesos, fuerza cortante, periodos y modos de vibrar del edificio

Entrepiso	Masa [t-cm/s ²]	Cortante [t]	Modo	Periodo [s]	Modo
15	0.5410	74.76	1	2.297	Traslación Y
14	0.6358	161.67	2	1.909	Torsión
13	0.6412	242.95	3	1.567	Traslación X
12	0.6412	318.57	4	0.631	Traslación Y
11	0.6440	388.31	5	0.534	Torsión
10	0.6440	452.15	6	0.375	Traslación X
9	0.6578	510.57	7	0.282	Traslación Y
8	0.6578	563.43	8	0.256	Torsión
7	0.6578	610.11	9	0.173	Traslación X
6	0.6845	651.44	10	0.163	Traslación Y
5	0.6845	687.18	11	0.159	Torsión
4	0.6845	716.48	12	0.115	Traslación X
3	0.6845	739.35	13	0.109	Traslación Y
2	0.6916	755.87	14	0.107	Torsión
1	0.7499	766.43	15	0.093	Traslación X

Tabla 4.3 Tipificación general de las columnas

Columna	a [cm]	b [cm]	r [cm]	As #8
C1	23.0	25.0	3.5	6
C2	23.0	35.0	3.5	6
C3	23.0	40.0	3.5	8
C4	30.0	50.0	3.5	12
C5	30.0	60.0	3.5	14
C6	30.0	70.0	3.5	16

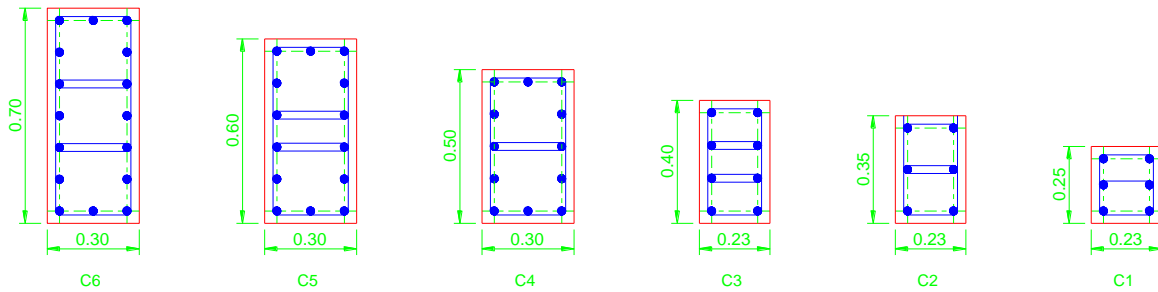


Figura 4.21. Sección transversal de las columnas (geometría y refuerzo por flexión)

Tabla 4.4 Tipificación general del vigas

Viga	b [cm]	h[cm]	r[cm]	As(-) ext [# No 6]	As(+) ext [# No 6]	As(-) cent [# No 6]	As(+) cent [# No 6]
V1R1	30	85	7.5	4	4	4	4
V1R2	30	85	7.5	5	4	4	4
V1R3	30	85	7.5	8	6	4	4
V2R1	70	28	3	12	8	8	8
V2R2	70	28	3	12	6	4	6
V2R3	70	28	3	8	8	8	8
V2R4	70	28	3	6	6	6	6
V3R1	65	28	3	10	8	4	4
V4R1	60	28	3	10	10	6	6
V5R1	55	28	3	10	8	5	5
V5R2	55	28	3	10	8	4	4
V6R1	50	28	3	10	10	10	10
V6R2	50	28	3	6	4	4	4
V6R3	50	28	3	10	6	4	6
V6R4	50	28	3	8	8	8	8
V6R5	50	28	3	6	6	6	6
V6R6	50	28	3	8	4	4	4
V6R7	50	28	3	8	4	8	4
V7R1	45	28	3	8	8	6	6
V7R2	45	28	3	8	8	8	8
V7R3	45	28	3	5	4	4	4
V7R4	45	28	3	6	4	4	4
V8R1	40	28	3	4	4	4	4
V8R2	40	28	3	8	4	4	4
V9R1	30	28	3	4	4	4	4
V9R2	30	28	3	5	4	4	4

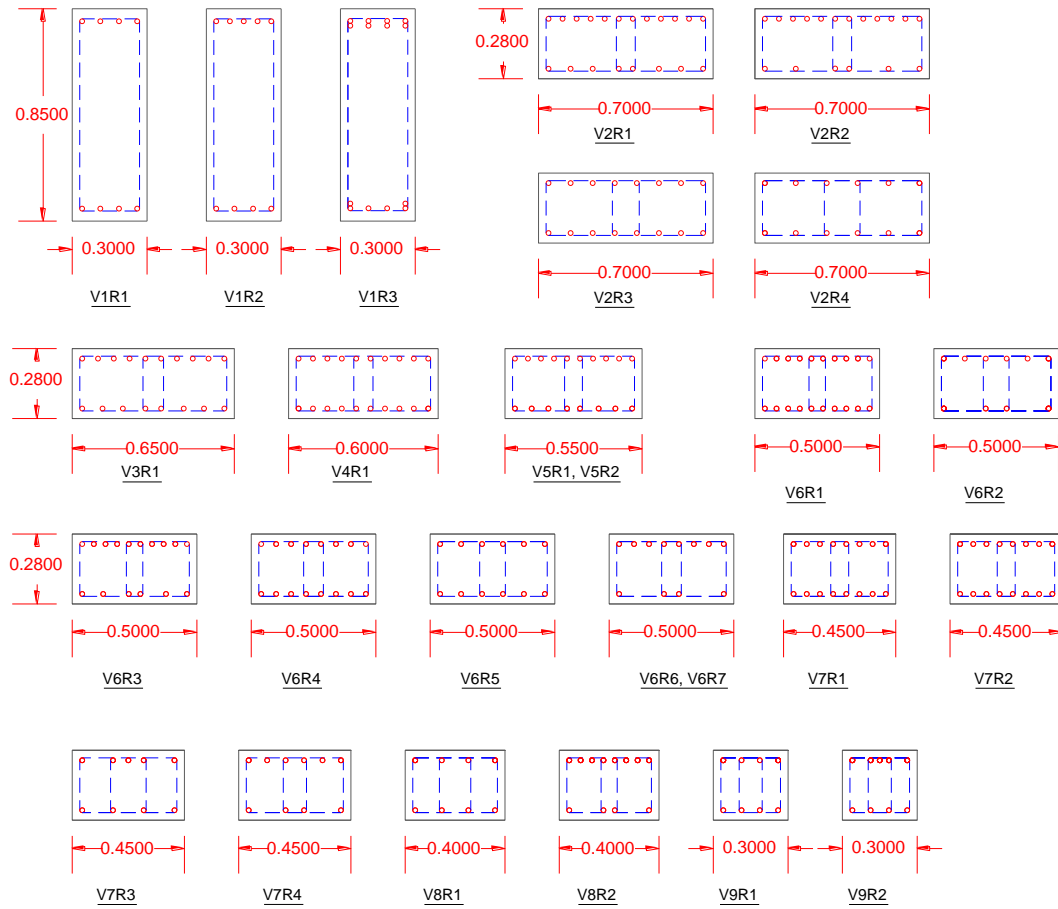


Figura 4.22. Sección transversal de las "vigas equivalentes"

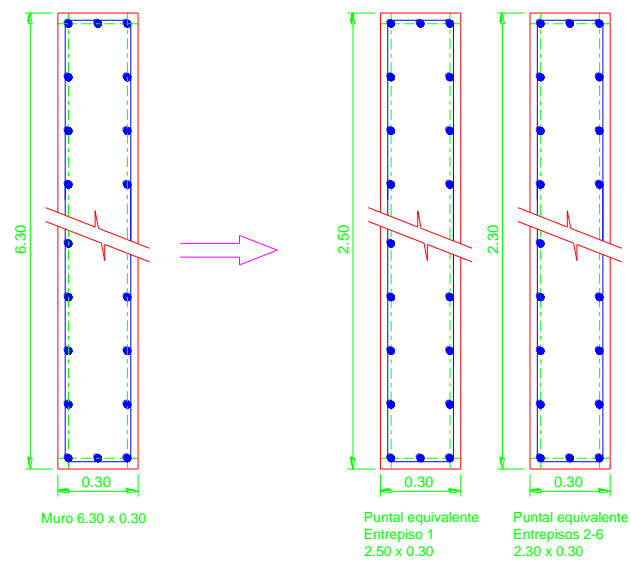


Figura 4.23. Sección transversal de los "puntales equivalentes" y el contraviento

CAPÍTULO 5

DISEÑO CONFORME AL ESTADO DEL ARTE DE LAS NORMAS Y PRÁCTICAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE VIGENTES

La estructuración del Edificio Nuevo León (ENL) que se diseñó conforme a los lineamientos del cuerpo principal de las NTCC-04 (2004) tuvo las modificaciones siguientes:

1. El sistema de piso pasó de ser un sistema de losa plana nervada aligerada a un piso de losa plana maciza. Este cambio se dio debido a las altas demandas de momento "negativo" en las zonas de conexión losa columna (zona de capitel), el cual requería de peraltes mayores a 60 cm, implicando un incremento sustancial en el peso del edificio (mayor a 16,000 toneladas), teniendo secciones de nervaduras bastante mayores a las requeridas por momento "positivo" al centro del claro de los tableros. Además de advertir demandas de cortante aún mayores por la gran rigidez adquirida con una losa nervada de dichas dimensiones. Por estas razones, el sistema de piso original entró en un proceso de revisión, en el que se cuestionó la función que desempeña un sistema de piso de su tipo. Las nervaduras provistas para controlar las deflexiones no resultan efectivas en tableros con dimensiones de hasta 6.3 m (como en el caso del edificio en estudio), ya que dichas deflexiones se controlan bien con una simple losa maciza.
2. Se han propuesto trabes de sección rectangular con peraltes que varían con la altura, de 30x70 cm en dirección E-W y de 40x100 cm en la dirección N-S, para remplazar al conjunto de nervaduras del diseño original, lo que nos condujo a la segunda modificación del proyecto: un incremento en la altura de entrepiso de 2.7 a 3.2 m. Dicho incremento era inminente, independientemente del sistema de piso elegido.
3. En el eje C el diseño original del edificio considera muros de cortante en los primeros seis entrepisos y contravientos de concreto en los entrepisos superiores. Para el diseño conforme a las NTCC-04 se han conservado muros de cortante en todos los entrepisos y se han eliminado los contravientos de concreto.
4. Los ejes 1 y 10 han sufrido una modificación similar al eje C; se han provisto muros de cortante continuos en todos los entrepisos en los tramos donde originalmente hubo contravientos de concreto.

5.1. DISEÑO CONFORME A LAS NTCS-2004 Y A LA PRÁCTICA PROFESIONAL PROMEDIO, EXCLUYENDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El edificio está conformado por un sistema de marcos de concreto de secciones variables en altura y dirección, ligados mediante un sistema de piso de losa maciza de concreto. Los marcos se conforman principalmente por vigas y columnas, aunque también existen muros dispuestos como se muestra en la figura 5.1.

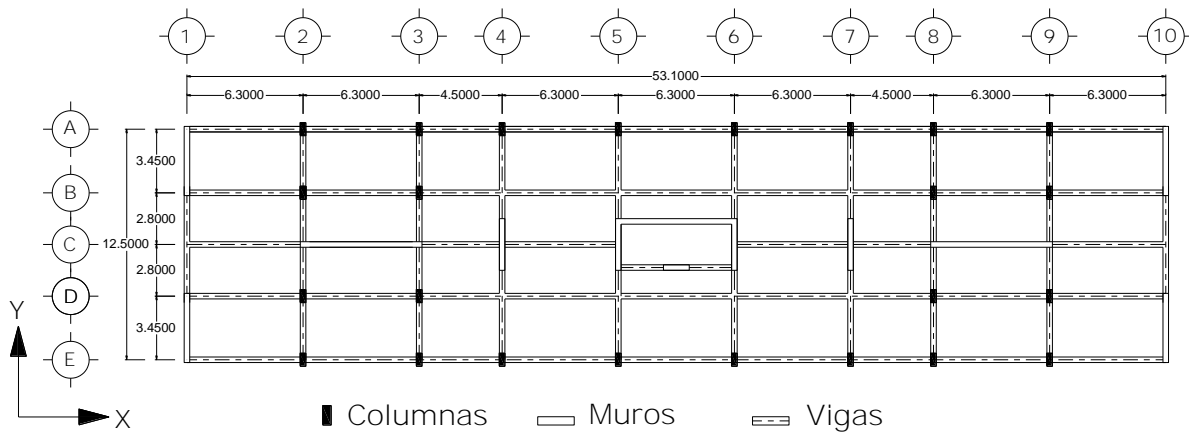


Figura 5.1. Geometría general de la planta del edificio en estudio.

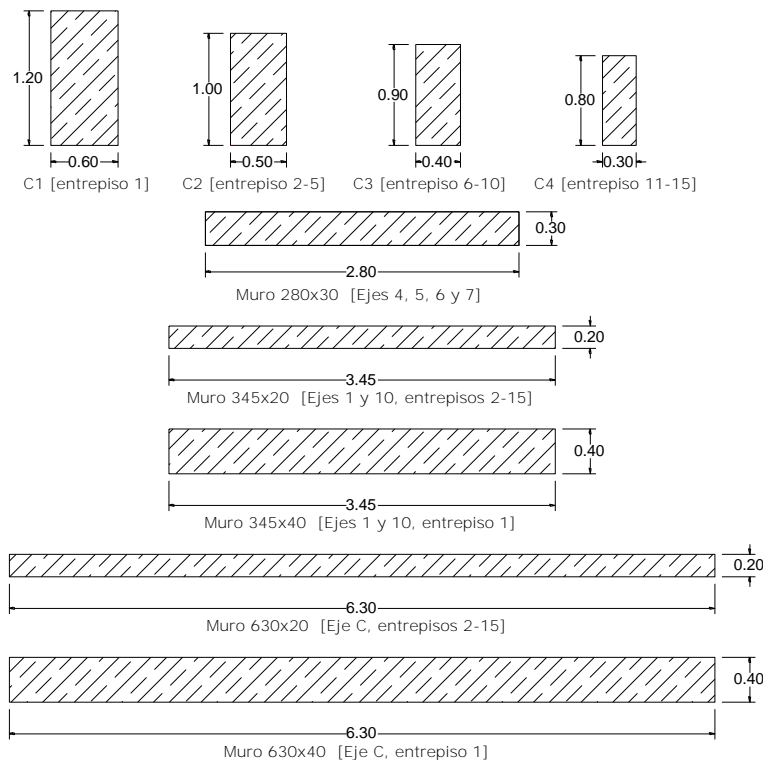


Figura 5.2. Geometría de sección transversal de columnas y muros

Debido a la forma rectangular en planta del edificio, este tiende a ser más resistente en una dirección que en la otra, por lo que las secciones de las columnas se eligieron de tal forma que se tenga mayor rigidez lateral en la dirección "débil" (figura 5.2), promoviendo que el primer modo fundamental sea de traslación en dirección E-W. De igual manera, se revisó que el segundo modo fuera de traslación en dirección N-S; esto se logró aumentando el peralte de las vigas. La losa tiene un peralte de 15 cm. Se observó también que los muros absorben gran parte del cortante, por lo que su dimensionamiento fue tal que no se tuvieran cambios bruscos en el cortante y momento en las columnas del entrepiso en cuestión, y en las del inmediato superior y/o inferior.

5.2. MODELADO DEL EDIFICIO

El edificio fue modelado en el software SAP-2000 mediante elementos "frame" para columnas y muros idealizados como columnas anchas, y elementos "shell" para el sistema de piso (figura 5.3).

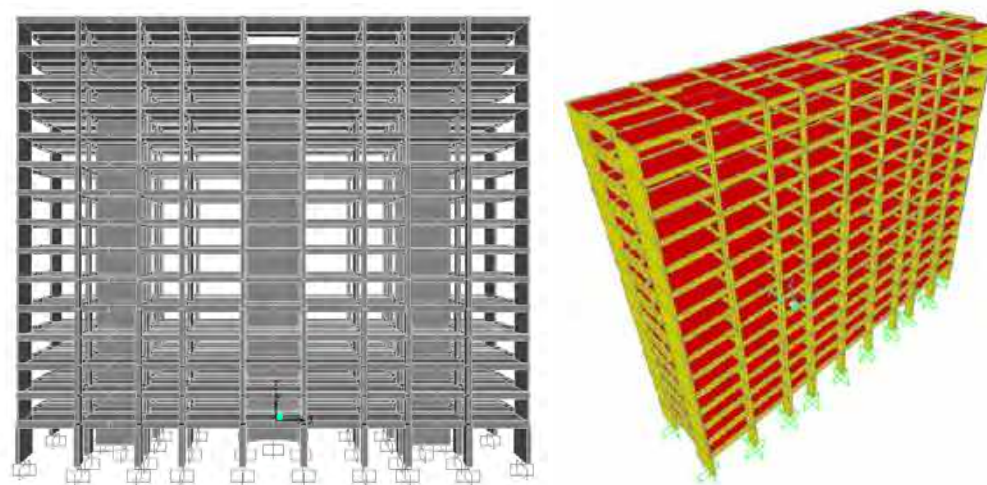


Figura 5.3. Modelo del edificio en SAP2000

Las consideraciones hechas en el análisis estructural fueron las siguientes:

- Las propiedades de los materiales empleados en el análisis y bajada de cargas son las correspondientes al RCDF-04.
- Resistencias de los materiales $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $E = 15,000\sqrt{f'_c}$
- El edificio se ubicó en la zona IIIB de la ciudad de México (zona lacustre).
- De acuerdo con la geometría del edificio, se considera un edificio irregular ($Q' = 0.8 \cdot Q$)
- El edificio se encuentra dentro de las estructuras con factor de comportamiento sísmico ($Q = 2$)
- La distorsión permisible de entrepiso se considera como $0.006h$.
- El espectro de diseño sísmico es el mostrado en la figura 5.4. Para el análisis dinámico modal espectral y considerando zona IIIB, de acuerdo con la sección 3 de las NTCS-04, el espectro de diseño reducido por el factor Q' es el mostrado en la figura 5.4.

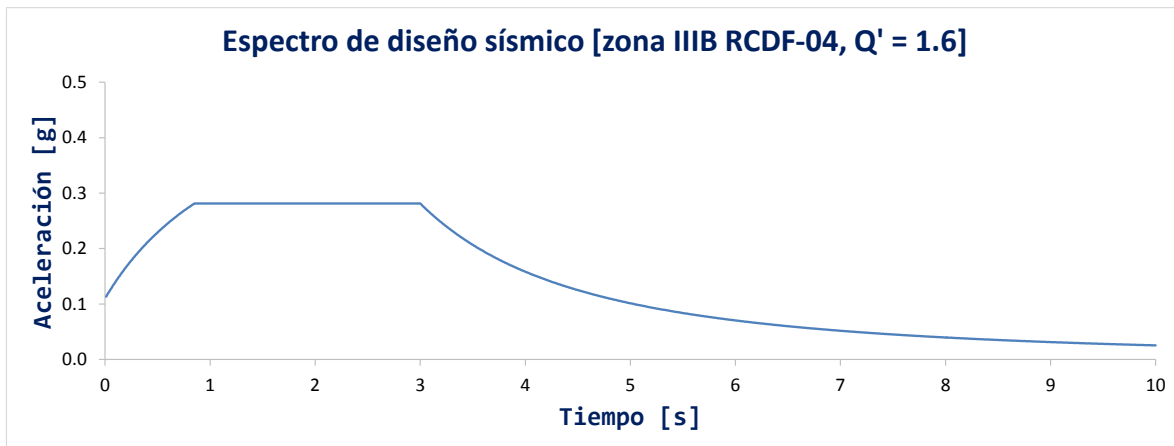


Figura 5.4. Espectro de diseño reducido por ductilidad para la zona IIIB ($a_{\max} = 0.2813g$)

- Los muros fueron modelados como una columna ancha equivalente con la geometría del muro (Bazán y Meli 1998, Tena 2007).
- Se consideró el 100% de la zona rígida para vigas y no se consideró zona rígida para las columnas; esto con el fin de tener columnas más resistentes que las vigas.
- El edificio se consideró desplantado sobre base rígida.
- Se diseñó conforme al cuerpo principal de las NTC-04.

5.2.1. Resultados del análisis modal espectral

En la figura 5.5 se muestran los primeros tres modos de vibrar. Como se mencionó antes, el dimensionamiento de los elementos fue tal que la estructura vibrara primero en dirección E-W (dirección larga), ya que los elementos mecánicos resultantes se distribuyen de mejor manera que en la otra dirección.

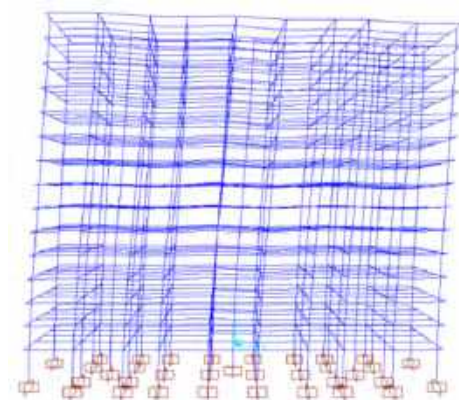


Figura 5.5. Primero modo de vibrar de la estructura, $T = 0.97$ s

En la tabla 5.1 se reportan los pesos, fuerzas cortantes y masas del edificio por entrepiso. Naturalmente, resultó más pesado que el edificio con el “diseño original”, debido al incremento en las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales, así como de la altura de entrepiso.

Es importante advertir que la fuerza cortante para este modelo es prácticamente tres veces mayor que la estimada en el edificio ENL original, esto debido a los valores de aceleración correspondientes al espectro de diseño utilizado y al incremento en las cargas gravitacionales ya mencionado en el párrafo anterior.

Esto es un cambio importante en el RCDF que impactará en el diseño del ENL con base en la normatividad vigente.

Tabla 5.1. Pesos y masas por entrepiso

Nivel	Peso por nivel [t]	Masa por nivel [t-cm/s²]	Fuerza cortante Vx [t]	Fuerza cortante Vy [t]
15	742.70	0.7571	344.29	289.15
14	756.27	0.7709	544.78	558.35
13	756.27	0.7709	773.03	802.77
12	756.27	0.7709	989.05	1027.58
11	756.27	0.7709	1183.14	1235.07
10	810.88	0.8266	1360.34	1423.42
9	810.88	0.8266	1517.95	1592.84
8	810.88	0.8266	1661.58	1745.68
7	810.88	0.8266	1786.02	1881.36
6	810.88	0.8266	1889.08	1995.12
5	850.36	0.8668	1974.48	2089.40
4	850.36	0.8668	2040.71	2164.12
3	850.36	0.8668	2087.98	2217.38
2	850.36	0.8668	2117.17	2250.13
1	1032.58	1.0526	2130.80	2266.07
SUMA	12256.20	12.49		

El segundo modo fue de traslación en dirección N-S (dirección corta), se evitó que este modo dominara, ya que las vigas en esta dirección tenían demandas de momento y cortante muy grandes.

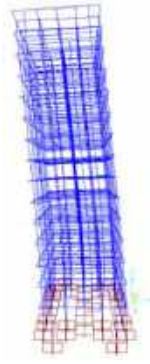


Figura 5.6. Segundo modo de vibrar de la estructura, $T = 0.95$ s

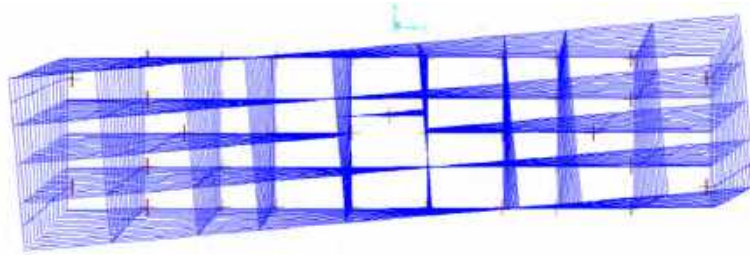


Figura 5.7. Tercer modo de vibrar de la estructura, $T = 0.92$ s

En la tabla 5.2 se muestran los periodos del modo 1 al 15, así como la suma en porcentaje de la masa modal participante.

Tabla 5.2. Periodos y masas modales acumuladas de la estructura

Modo	Periodo [s]	Masa modal U_x (fracción)	Masa modal U_y (fracción)	Masa modal R_z (fracción)
1	0.97	0.61	0.00	0.41
2	0.95	0.61	0.69	0.41
3	0.92	0.70	0.69	0.69
4	0.31	0.85	0.69	0.79
5	0.31	0.85	0.87	0.79
6	0.29	0.87	0.87	0.86
7	0.17	0.92	0.87	0.89
8	0.16	0.92	0.93	0.89
9	0.15	0.93	0.93	0.92
10	0.13	0.93	0.93	0.92
11	0.13	0.93	0.93	0.92
12	0.13	0.93	0.93	0.92
13	0.12	0.93	0.93	0.92
14	0.12	0.93	0.93	0.92
15	0.12	0.93	0.93	0.92

De acuerdo con las distorsiones permisibles de las NTCS-04, la estructura se comportó de manera adecuada, estos valores se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Distorsiones de entepiso

Sismo X			Sismo Y		
Nivel	Distorsión X	Distorsión Y	Nivel	Distorsión X	Distorsión Y
Nivel 1	0.002	0.001	Nivel 1	0.000	0.001
Nivel 2	0.003	0.002	Nivel 2	0.000	0.003
Nivel 3	0.003	0.002	Nivel 3	0.000	0.003
Nivel 4	0.003	0.003	Nivel 4	0.000	0.003
Nivel 5	0.004	0.003	Nivel 5	0.000	0.004
Nivel 6	0.004	0.003	Nivel 6	0.000	0.004
Nivel 7	0.004	0.003	Nivel 7	0.000	0.004
Nivel 8	0.004	0.003	Nivel 8	0.000	0.004
Nivel 9	0.004	0.003	Nivel 9	0.000	0.004
Nivel 10	0.004	0.003	Nivel 10	0.000	0.004
Nivel 11	0.004	0.003	Nivel 11	0.000	0.004
Nivel 12	0.003	0.003	Nivel 12	0.000	0.004
Nivel 13	0.003	0.003	Nivel 13	0.000	0.003
Nivel 14	0.003	0.002	Nivel 14	0.000	0.003

5.3. RESUMEN DEL DISEÑO

A partir de los resultados del análisis estructural, se procedió al diseño de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros.

5.3.1 Diseño de vigas

Las vigas fueron revisadas por flexión de acuerdo con la sección 2.2.4 de las NTCC-04. Las dimensiones propuestas, así como el refuerzo, son resultado de una serie de iteraciones en la que se buscó que todas las secciones fueran resistentes a flexión. Para fines de este trabajo nos interesa reportar el refuerzo en los extremos de las vigas, por lo que en la tabla 5.4 se reporta la tipificación general de las vigas y el refuerzo requerido en los extremos de las mismas; esta tabla se trabajará de manera conjunta con la figura 5.8, en la cual se muestra la misma información de manera gráfica, y con

las figuras 5.10, 5.11, 5.12 y 5.15, en las que se muestra la distribución de estas secciones.

En cuanto al diseño, se optó por determinar el refuerzo para cada lecho de la viga, tratándola como una simplemente armada, esto debido a la simplicidad del cálculo y considerando que la variación entre esta alternativa de diseño y la de considerar una viga doblemente armada no es significativa.

La revisión por fuerza cortante se realizó de acuerdo con la sección 2.5 de las NTCC-04.

Tabla 5.4. Tipificación de vigas

Viga	b [cm]	h [cm]	A _s M(-)	A _s M(+)
V1R1	30	70	12 No 6	10 No 6
V1R2	30	70	8 No 6	6 No 6
V2R1	30	60	8 No 6	6 No 6
V2R2	30	60	6 No 6	4 No 6
V3R1	30	50	6 No 6	4 No 6
V3R2	30	50	8 No 6	4 No 6
V4R1	40	100	10 No 8	10 No 8
V4R2	40	100	14 No 8	12 No 8
V4R3	40	100	6 No 8	5 No 8
V5R1	30	100	8 No 8	8 No 8
V5R2	30	100	10 No 8	10 No 8
V5R3	30	100	5 No 8	5 No 8
V4R4	40	100	10 No 8	8 No 8
V4R5	40	100	4 No 8	4 No 8
V4R6	40	100	5 No 8	5 No 8
V4R7	40	100	8 No 8	8 No 8

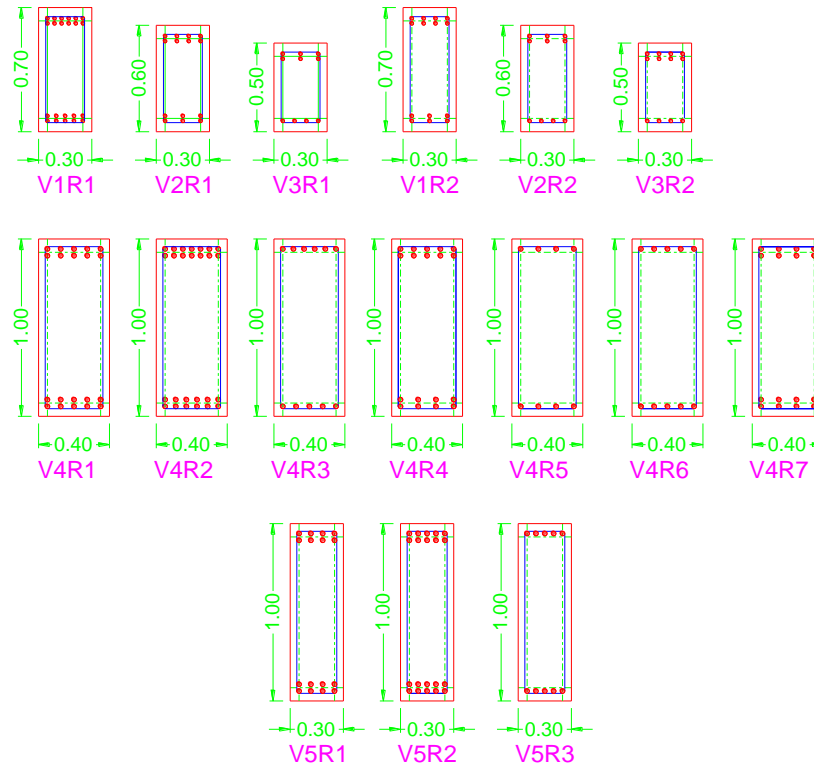


Figura 5.8. Secciones tipo de vigas (refuerzo por flexión)

5.3.2. Diseño de columnas y muros

Las columnas fueron diseñadas de acuerdo con la sección 2.3 de las NTCC-04. Para éstas la tipificación fue bastante menor que en el caso de las vigas, ya que la variación de elementos mecánicos en cada iteración fue moderada. Se puede notar que las secciones son rectangulares con relaciones lado mayor/lado menor de hasta 2, esto para proveer de más rigidez lateral en el lado corto de la estructura y promover un primer modo en traslación en la dirección larga. Las secciones resultantes son bastante mayores que las propuestas originalmente, así también la cantidad de refuerzo en la periferia de la sección.

Los muros resultaron muy demandados por momento y corte en la dirección paralela a su plano, y relativamente bajo demandados en la dirección perpendicular a su plano. Estos fueron modelados como columnas anchas y, de igual forma fueron diseñados.

En la tabla 5.5 se indica la tipificación de columnas en el edificio, la cual se trabaja de manera conjunta con las figuras 5.9, 5.13, 5.14 y 5.16 donde se muestran de manera gráfica la sección transversal de las columnas y muros tipo y su distribución en cada marco.

La revisión por corte se realizó con base en la sección 2.5.3.1 de las NTCC-04. Cabe mencionar que mientras que para las vigas se consideró un factor de zona rígida igual a 1.0, para el caso

de las columnas tuvo un valor igual a cero, con el fin de tener columnas más resistentes que las vigas.

Tabla 5.5. Tipificación de columnas y muros

Columna / Muro	a_x [cm]	a_y [cm]	A_s (# 10)
C1	60	120	28
C2	50	100	24
C3	40	90	24
C4	30	60	8
M 280x30	30	280	30
M 630x40	630	40	66
M 630x20	630	20	64
M 345x40	40	345	36
M 345x20	20	345	34

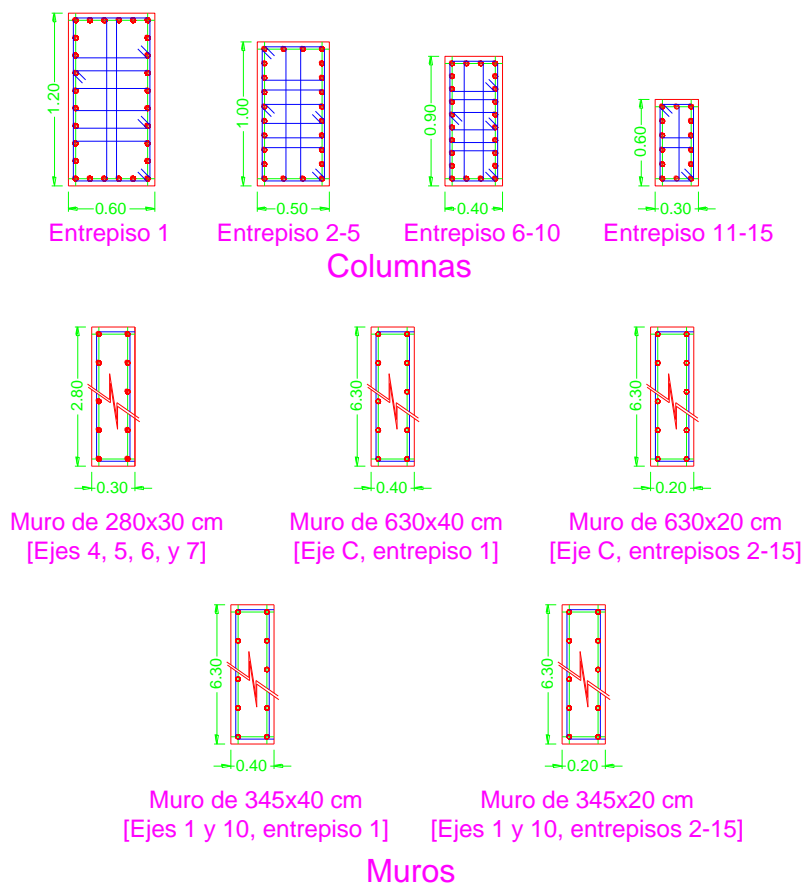


Figura 5.9. Secciones tipo de columnas y muros (refuerzo por flexión)

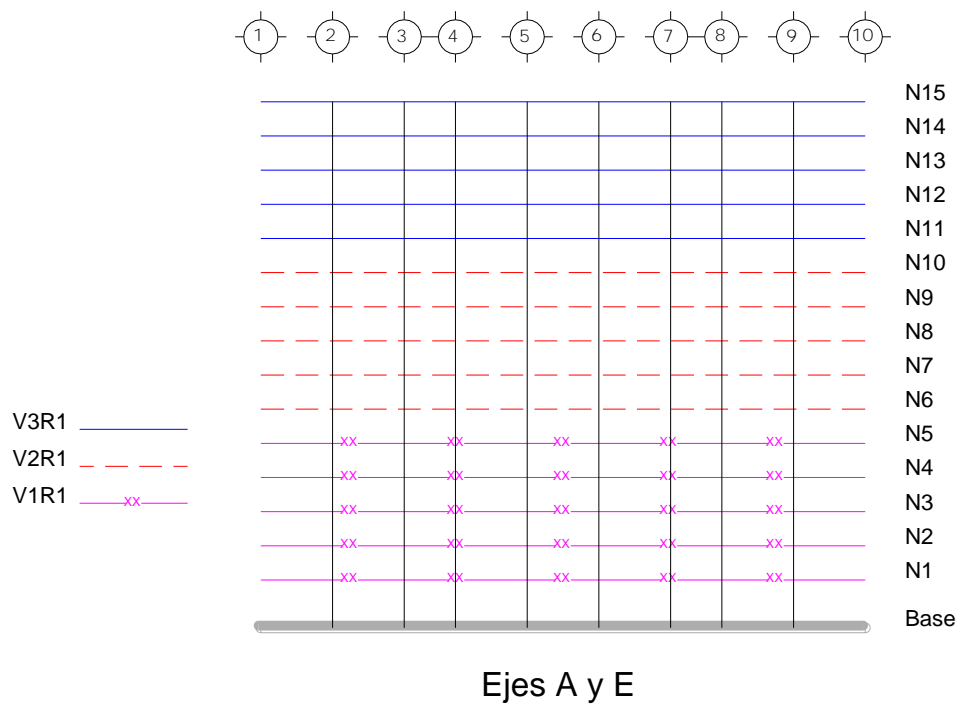


Figura 5.10. Distribución de vigas tipo (ejes A y E)

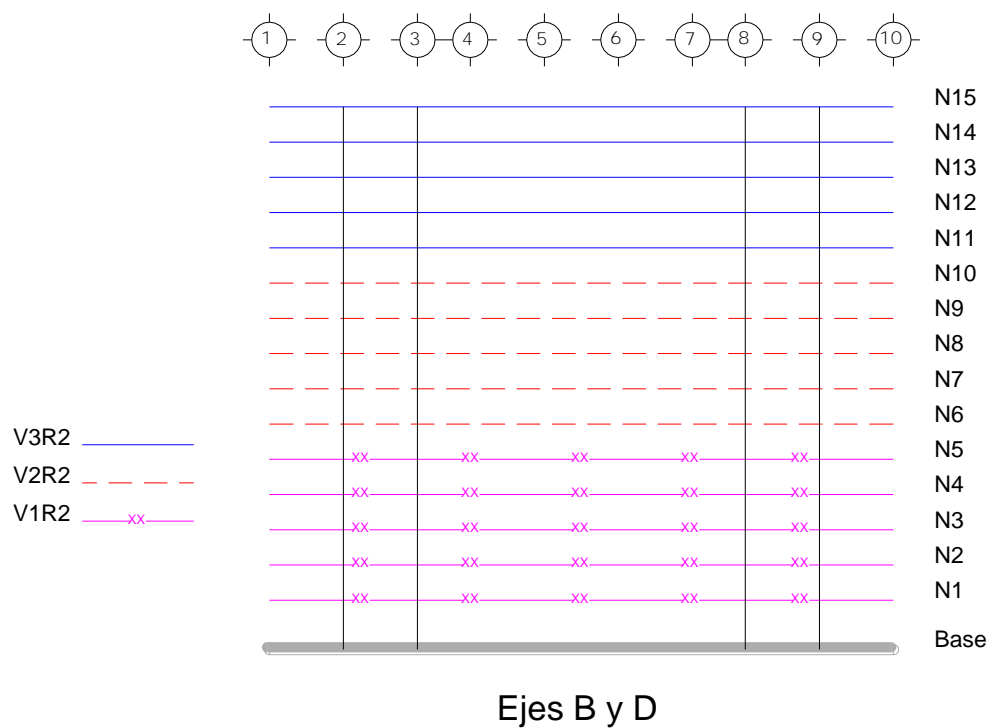


Figura 5.11. Distribución de vigas tipo (ejes B y D)

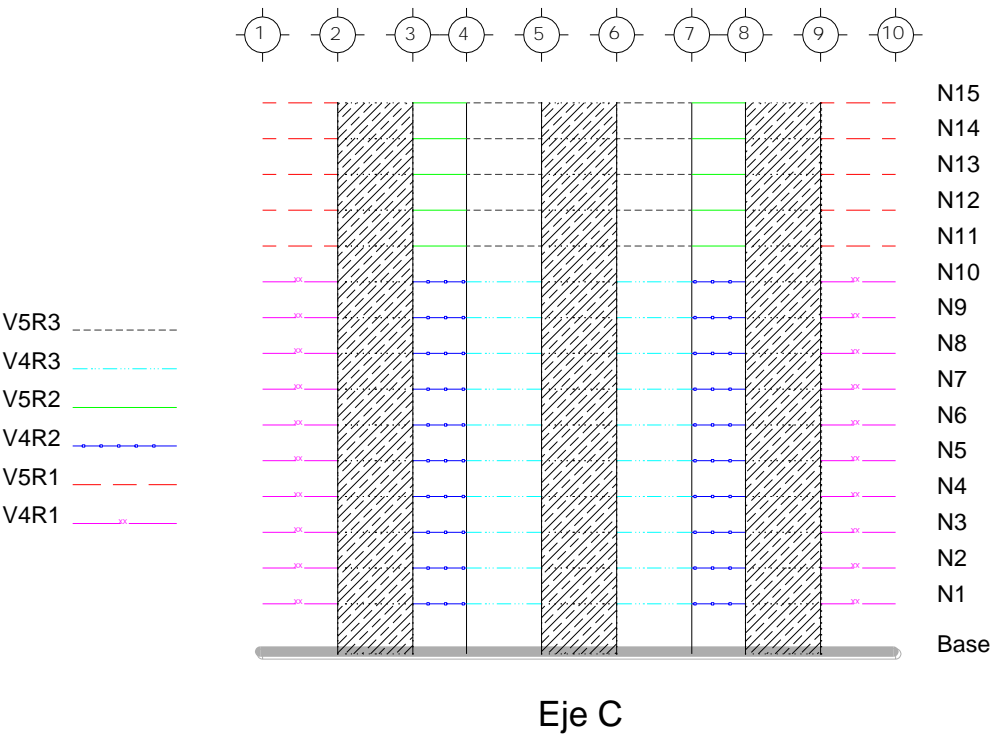


Figura 5.12. Distribución de vigas tipo (eje C)

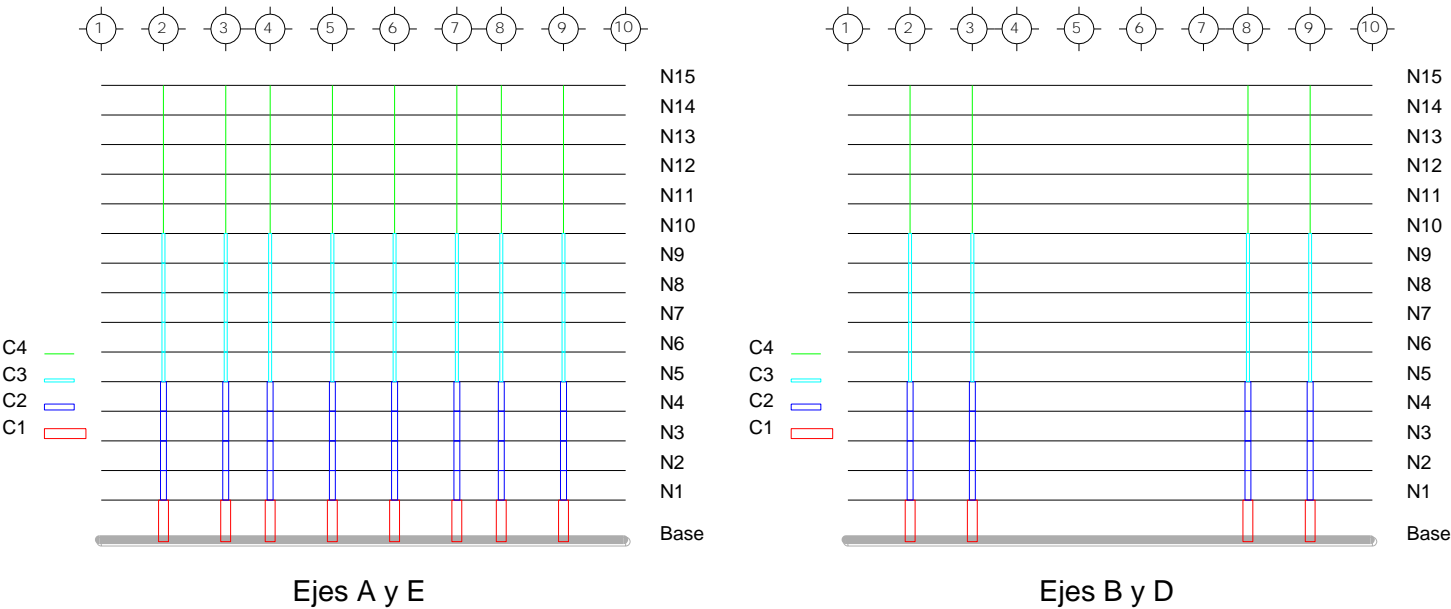


Figura 5.13. Distribución de columnas tipo (ejes A y E, B y D)

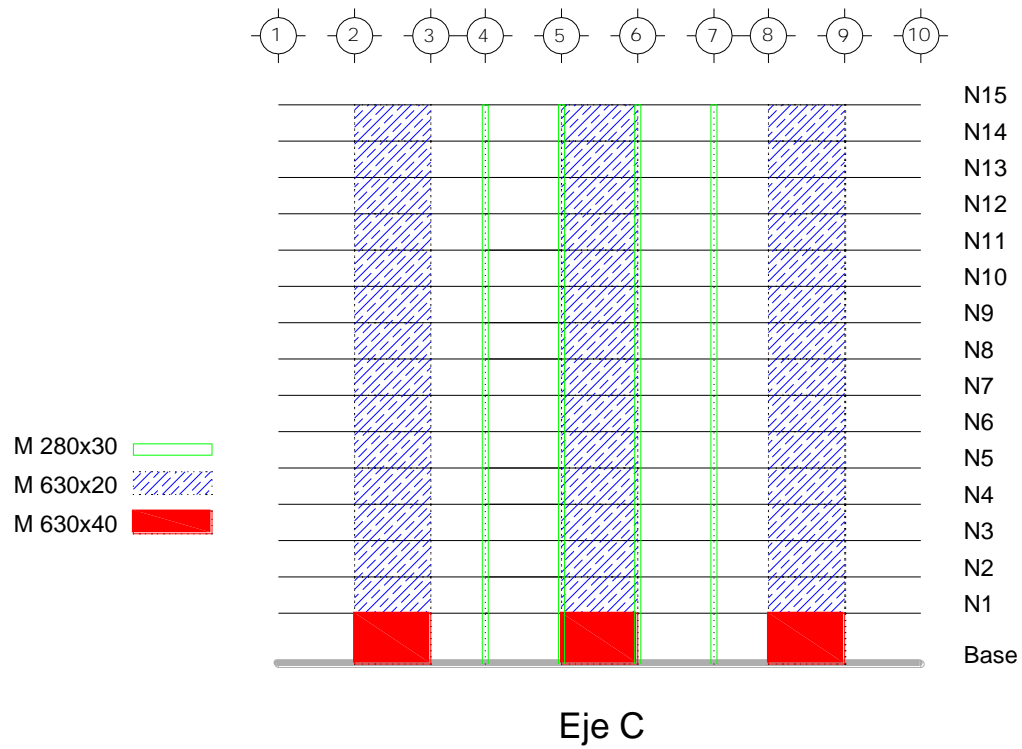


Figura 5.14. Distribución de muros tipo (eje C)

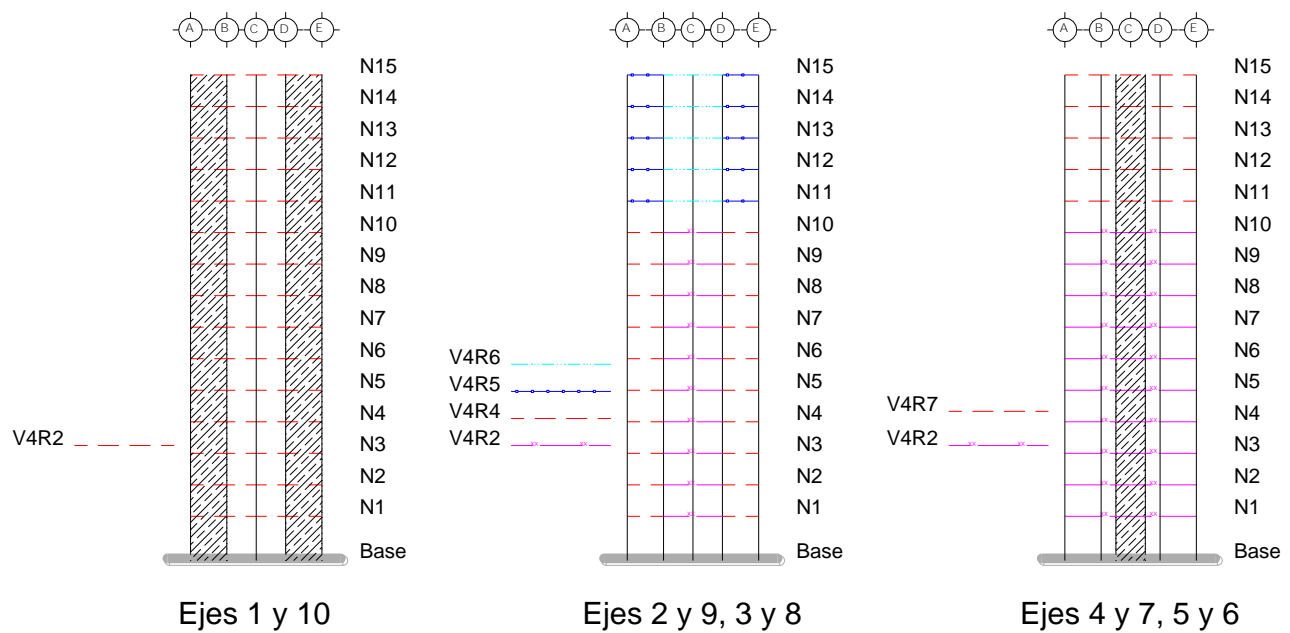


Figura 5.15. Distribución de vigas tipo (ejes 1-10)

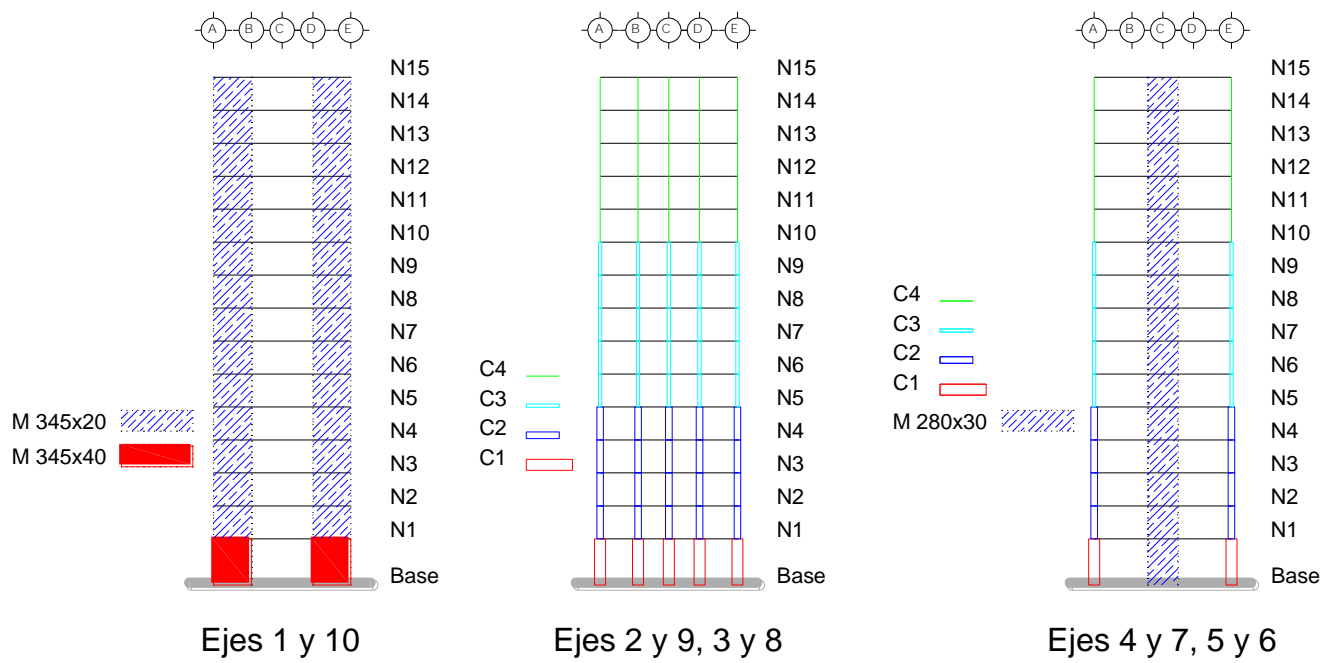


Figura 5.16. Distribución de columnas y muros tipo (ejes 1 -10)

CAPÍTULO 6

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS DISTINTOS DISEÑOS DEL EDIFICIO DE INTERÉS MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

6.1 MODELADO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS PARA ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Se evaluó el comportamiento sísmico de los dos modelos diseñados, mediante un análisis paso a paso no lineal. Se utilizó el programa DRAIN 2DX (Prakash *et al.* 1992). El edificio fue modelado en el plano ligando los marcos dispuestos en la dirección en estudio, tomando en cuenta la hipótesis de que el sistema de piso constituye un diafragma rígido que distribuye las fuerzas laterales en los marcos de acuerdo a su rigidez lateral. En los análisis se despreció la interacción suelo-estructura y se consideraron los efectos P- Δ .

La estructura idealizada físicamente se vería como se muestra en la figura 6.1 para el análisis del modelo en dirección X.

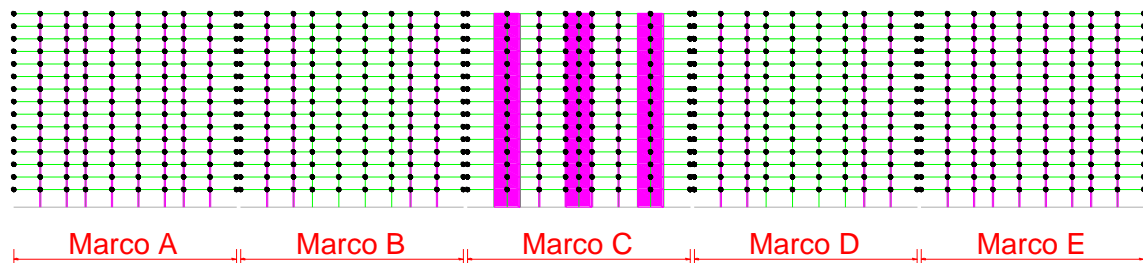


Figura 6.1. Modelo estructural idealizado del edificio en dirección E-W

Los marcos se encuentran "ligados" mediante elementos tipo "inelastic truss bar element (type 01)", los cuales pueden ser utilizados para modelar barras de armaduras, columnas simples y resortes con comportamiento no lineal. Las propiedades de rigidez y de resistencia que se le asignaron (tabla 6.1) fueron tales que el elemento se comporte elásticamente y modele a un diafragma "infinitamente rígido".

Tabla 6.1. Propiedades de los elementos axiales infinitamente rígidos y resistentes

Rígido	E [t/cm ²]	A [cm ²]	Y _t [t/cm ²]	Y _c [t/cm ²]
R1	9.99E+08	100	2.53E+80	2.53E+80

Las vigas y columnas fueron modelados mediante el elemento tipo "Plastic Hinge Beam-Column (type 02)", un simple elemento inelástico para modelar vigas y columnas.

Los muros fueron modelados como elementos type 01 para el primer modelo, debido a que en su diseño fueron considerados como puntales equivalentes, y como type 02 para el segundo modelo, en el cual se modelaron como columnas anchas.

La información de geometría, propiedades y cargas para el edificio fue introducida mediante un archivo de texto. En la figuras 6.2 a 6.4 se muestran marcos tipo A, B y C, con el patrón de numeración de nodos usado.

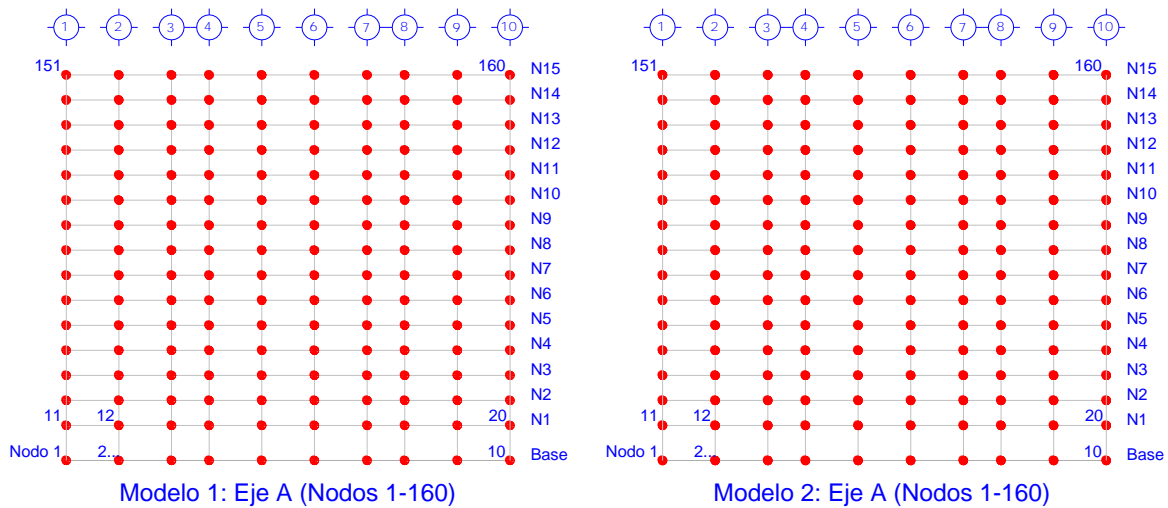


Figura 6.2 Numeración de nodos para el eje A de los modelos 1 y 2

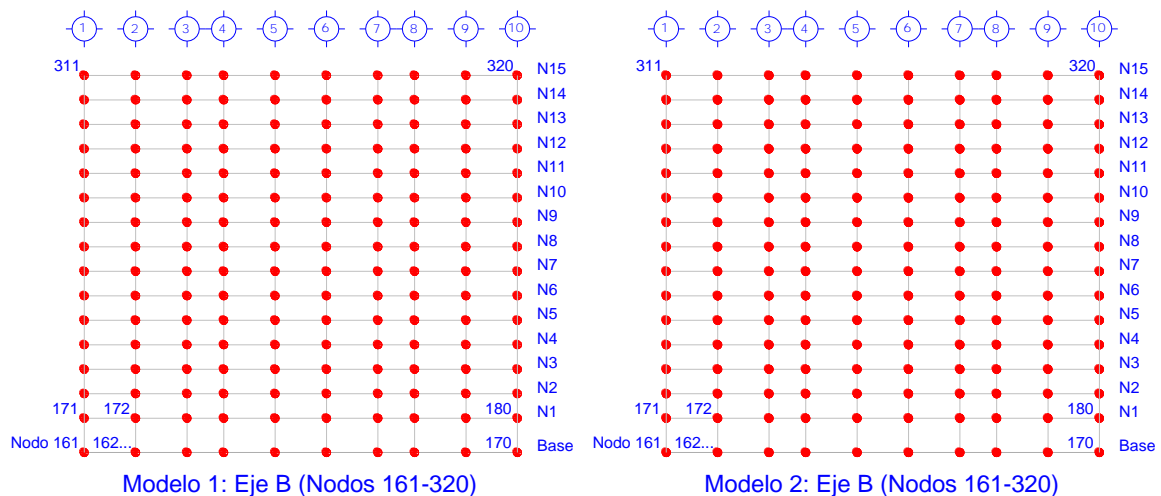


Figura 6.3. Numeración de nodos para el eje B de los modelos 1 y 2

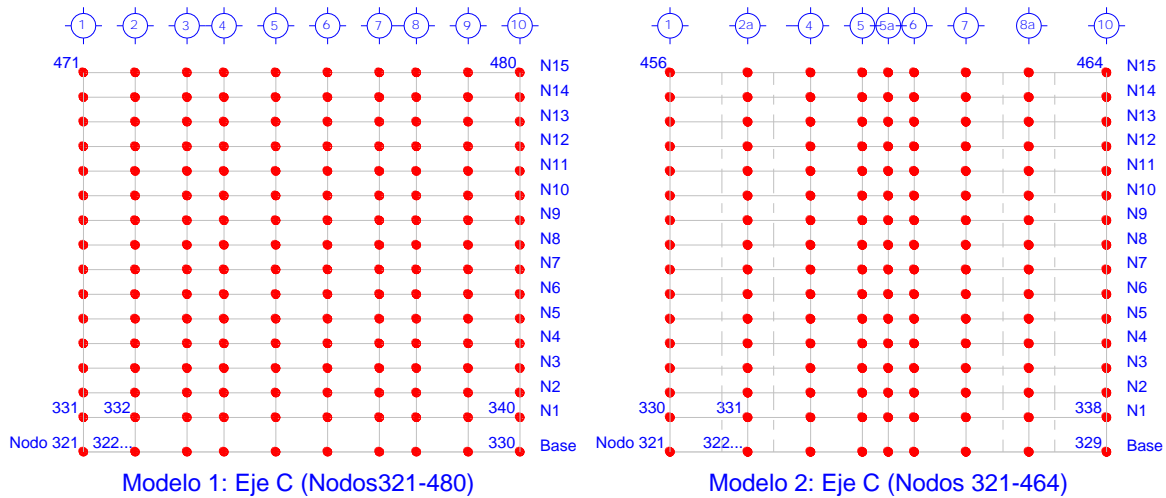


Figura 6.4. Numeración de nodos para el eje C de los modelos 1 y 2

Como se aprecia, existe una diferencia en la numeración de nodos para el eje C de ambos modelos, esto debido a la forma en que se modelaron los muros. Los muros se encuentran ubicados en las crujías 2-3, 5-6, y 8-9, y en el primer modelo se idealizaron como puntales, mientras que en el segundo modelo como una columna ancha equivalente, generando un nodo adicional (en el eje del muro), resultando la configuración mostrada en la figura 6.4 en el marco de la derecha. En las figuras 6.5 a 6.10 se muestra la numeración de elementos estructurales del edificio para los modelos estudiados.

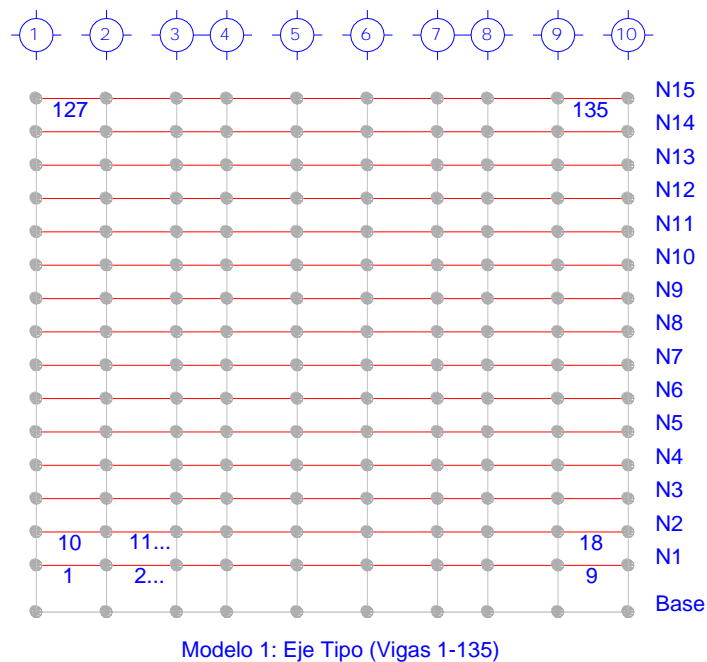


Figura 6.5. Numeración de vigas para el eje tipo del modelo 1

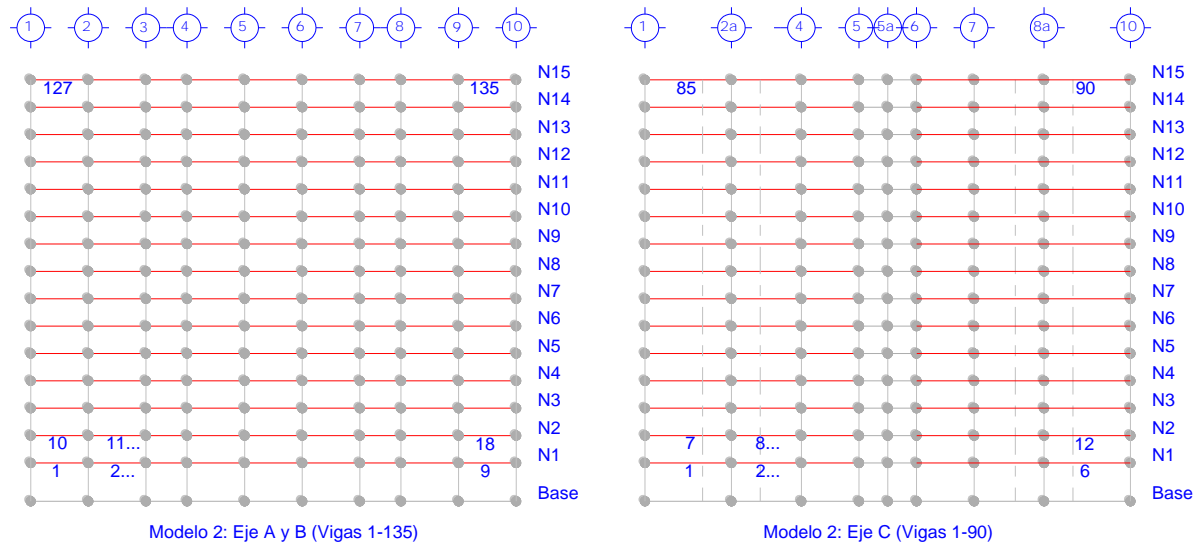


Figura 6.6. Numeración de vigas para los ejes A, B y C del modelo 2

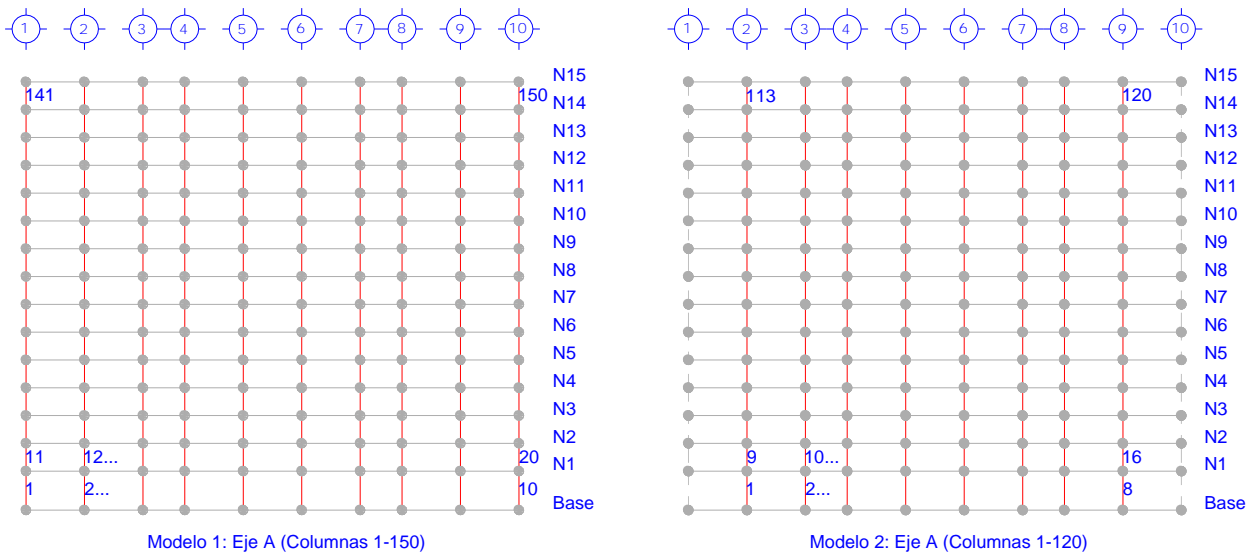


Figura 6.7. Numeración de columnas para el eje A de los modelos 1 y 2

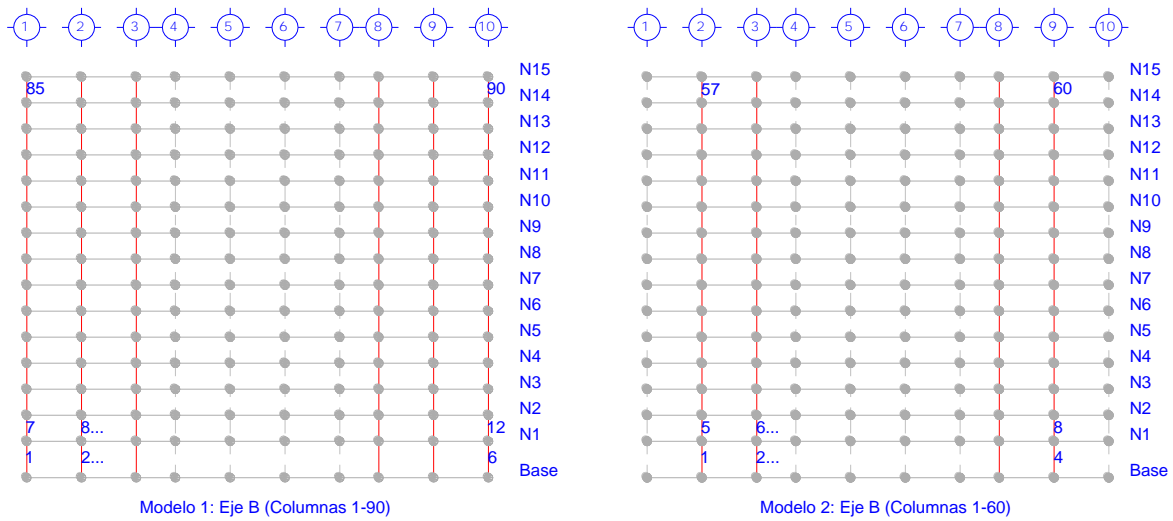


Figura 6.8. Numeración de columnas para el eje B de los modelos 1 y 2

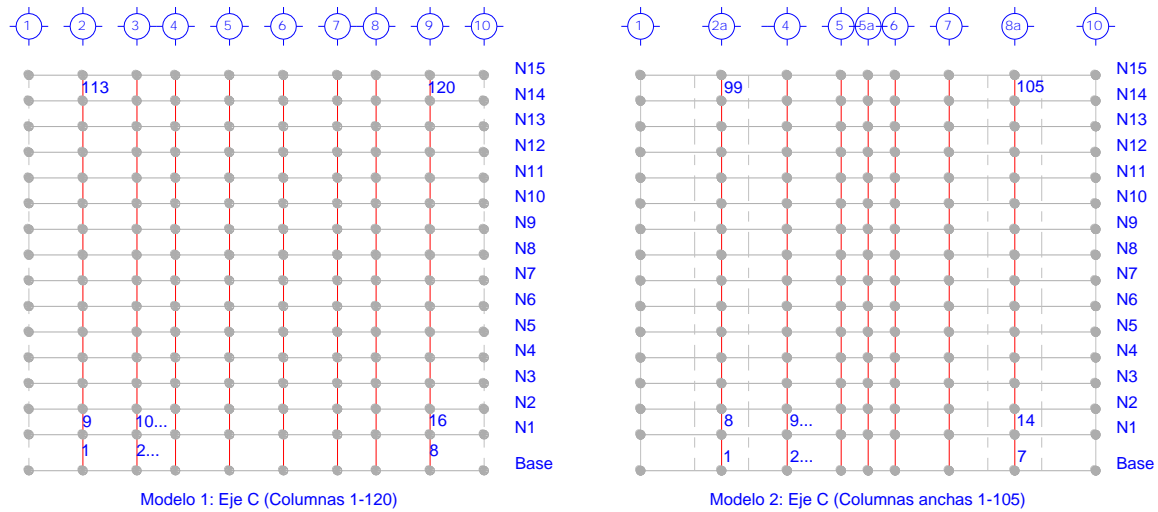


Figura 6.9. Numeración de columnas para el eje C de los modelos 1 y 2

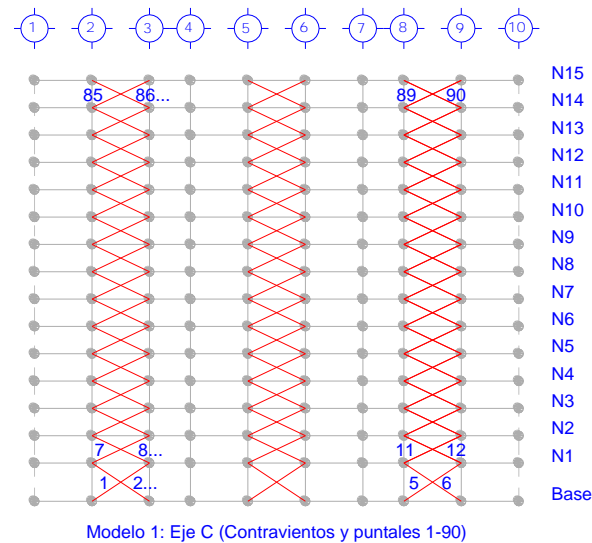


Figura 6.10. Numeración de contravientos y puntales para el eje C del modelo 1

Teniendo una tipificación de las vigas a partir del diseño, se hizo una tipificación "local" por eje para asignar propiedades, cargas etc. En las tablas 6.2 y 6.3 se muestran la tipificación general de las vigas y columnas, donde se reportan las resistencias nominales asociadas al bloque equivalente de esfuerzos del concreto considerado en el diseño y una resistencia elasto-plástica perfecta del acero de refuerzo.

Tabla 6.2. Tipificación general de las vigas, propiedades geométricas y resistencia nominal (modelo 1 – dirección X)

Viga	b [cm]	h [cm]	A _s M(-)	A _s M(+)	E [t/cm ²]	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	A _v [cm ²]	M _n (-) [t-cm]	M _n (+) [t-cm]
V1R1	30	85	4 No 6	4 No 6	259.81	2550	1535313	2040	3561.0	3561.0
V1R2	30	85	5 No 6	4 No 6	259.81	2550	1535313	2040	4404.0	3561.0
V1R2	30	85	8 No 6	6 No 6	259.81	2550	1535313	2040	6822.0	5229.0
V6R1	50	28	10 No 6	10 No 6	259.81	1400	91466.66	1120	2290.0	2290.0
V6R2	50	28	6 No 6	4 No 6	259.81	1400	91466.66	1120	1543.0	1085.0
V7R1	45	28	8 No 6	8 No 6	259.81	1260	82320.00	1008	1895.0	1895.0
V7R2	45	28	8 No 6	8 No 6	259.81	1260	82320.00	1008	1895.0	1895.0
V7R3	45	28	5 No 6	4 No 6	259.81	1260	82320.00	1008	1300.0	1072.0
V7R4	45	28	6 No 6	4 No 6	259.81	1260	82320.00	1008	1515.0	1072.0
V6R7	50	28	8 No 6	4 No 6	259.81	1400	91466.66	1120	1944.0	1085.0

Tabla 6.3. Tipificación general de las vigas, propiedades geométricas y resistencia nominal (modelo 2 – dirección X)

Viga	b [cm]	h [cm]	A _s M(-)	A _s M(+)	E [t/cm ²]	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	A _v [cm ²]	M _n (-) [t-cm]	M _n (+) [t-cm]
V1R1	30	70	12 No 6	10 No 6	259.81	2100.0	857500.0	1680.0	7396.48	6581.68
V1R2	30	70	8 No 6	6 No 6	259.81	2100.0	857500.0	1680.0	5519.08	3949.12
V2R1	30	60	8 No 6	6 No 6	259.81	1800.0	540000.0	1440.0	3835.72	3277.12
V2R2	30	60	6 No 6	4 No 6	259.81	1800.0	540000.0	1440.0	2894.92	2107.00
V3R1	30	50	6 No 6	4 No 6	259.81	1500.0	312500.0	1200.0	2605.12	1844.92
V3R2	30	50	8 No 6	4 No 6	259.81	1500.0	312500.0	1200.0	2895.48	1365.28
V4R1	40	100	10 No 8	10 No 8	259.81	4000.0	3333333.3	3200.0	16635.89	16315.74
V4R2	40	100	14 No 8	12 No 8	259.81	4000.0	3333333.3	3200.0	23019.36	19756.49
V4R3	40	100	6 No 8	5 No 8	259.81	4000.0	3333333.3	3200.0	9604.14	8191.26
V5R1	30	100	8 No 8	8 No 8	259.81	3000.0	2500000.0	2400.0	13032.14	11428.48
V5R2	30	100	10 No 8	10 No 8	259.81	3000.0	2500000.0	2400.0	17264.52	14893.48
V5R3	30	100	5 No 8	5 No 8	259.81	3000.0	2500000.0	2400.0	9100.00	7726.32

Por marco tendríamos las tipificaciones de vigas que se ilustran en las figuras 6.11 a 6.13.

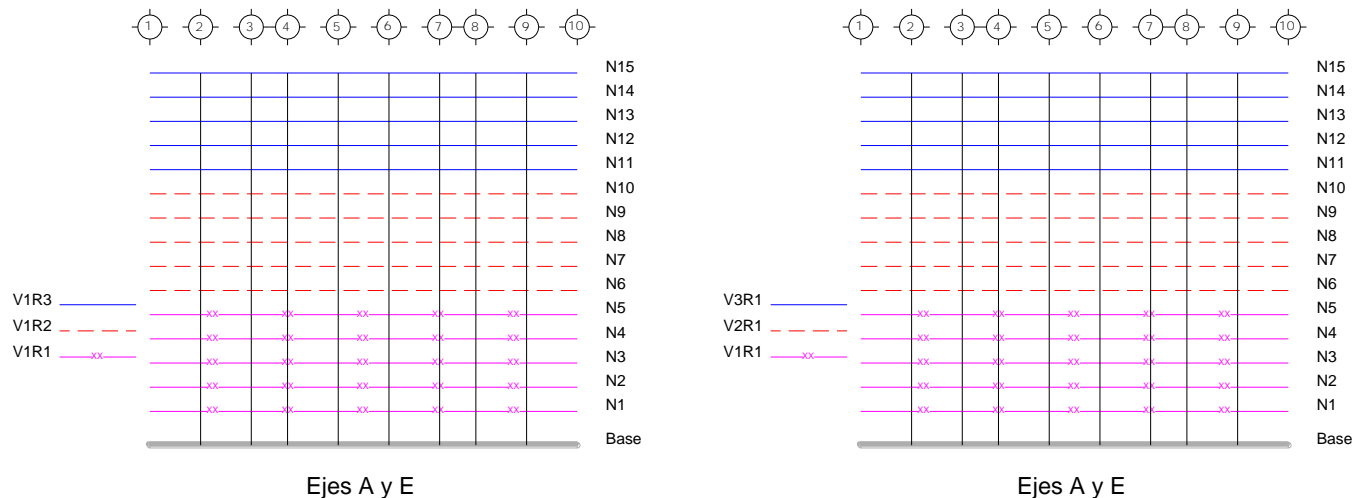


Figura 6.11. Tipificación de las vigas Eje A (modelos 1 y 2)

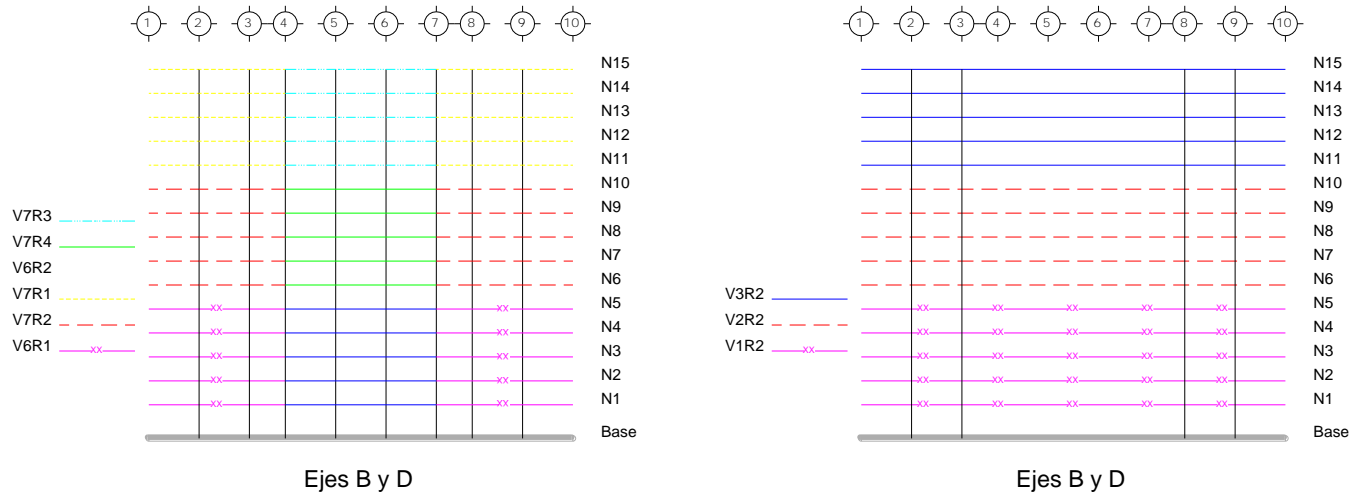


Figura 6.12. Tipificación de las vigas Eje B (modelos 1 y 2)

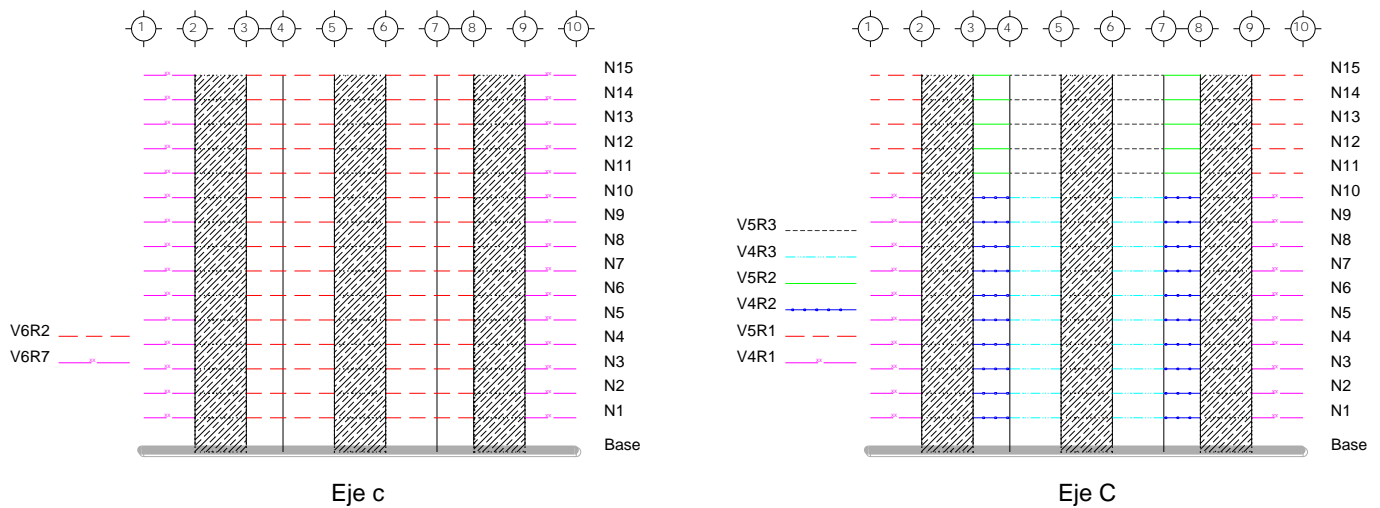


Figura 6.13. Tipificación general de las vigas Eje C (modelos 1 y 2)

Las propiedades geométricas y resistencias nominales de las columnas y puntales se reportan de la misma forma en las tablas 6.4 a 6.8.

Tabla 6.4. Tipificación general de las columnas, propiedades (modelo 1)

Columna - Muro	a_x [cm]	a_y [cm]	A_s (# 8)	cuantía [%]	A [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	A_v [cm ²]
C1	23	25	6	5.3	575.0	2.99E+04	2.53E+04	460.0
C2	23	35	6	3.8	805.0	8.22E+04	3.55E+04	644.0
C3	23	40	8	4.4	920.0	1.23E+05	4.06E+04	736.0
C4	30	50	12	4.1	1500.0	3.13E+05	1.13E+05	1200.0
C5	30	60	14	3.9	1800.0	5.40E+05	1.35E+05	1440.0
C6	30	70	16	3.9	2100.0	8.58E+05	1.58E+05	1680.0
M 280	30	280	30	1.8	8400.0	5.49E+07	6.30E+05	6720.0

Tabla 6.5. Tipificación general de las columnas, resistencia nominal (modelo 1)

Columna - Muro	$M_x(+)$ [t-cm]	$M_x(-)$ [t-cm]	$M_y(+)$ [t-cm]	$M_y(-)$ [t-cm]	C_y [t]	T_y [t]
C1	850	850	810	810	240	129
C2	900	900	1500	1500	287	129
C3	1200	1200	2100	2100	351	173
C4	2600	2600	4400	4400	552	258
C5	3100	3100	6300	6300	654	301
C6	3500	3500	8300	8300	756	310
M 280	30	280	9500	9500	2532	860

Tabla 6.6. Tipificación general de las columnas, propiedades (modelo 2)

Columna - Muro	a_x [cm]	a_y [cm]	A_s (# 10)	cuantía [%]	A [cm ²]	I_x [cm ⁴]	I_y [cm ⁴]	A_v [cm ²]
C1	60	120	28	3.1	7200.0	8.64E+06	2.16E+06	5760.0
C2	50	100	24	3.8	5000.0	4.17E+06	1.04E+06	4000.0
C3	40	90	24	5.3	3600.0	2.43E+06	4.80E+05	2880.0
C4	30	60	8	3.5	1800.0	5.40E+05	1.35E+05	1440.0
M 280x30	30	280	30	2.8	8400.0	5.49E+07	6.30E+05	6720.0
M 630x40	630	40	66	2.1	25200.0	3.36E+06	8.33E+08	20160.0
M 630x20	630	20	64	4.0	12600.0	4.20E+05	4.17E+08	10080.0

Tabla 6.7. Tipificación general de las columnas, resistencia nominal (modelo 2)

Columna-Muro	$M_x(+)$ [t-cm]	$M_x(-)$ [t-cm]	$M_y(+)$ [t-cm]	$M_y(-)$ [t-cm]	C_y [t]	T_y [t]
C1	45000	45000	25000	25000	2212	989
C2	30000	30000	16000	16000	1634	817
C3	24000	24000	11000	11000	1284	731
C4	8500	8500	4200	4200	690	430
M 280x30	105000	105000	12000	12000	2493	1037
M 630x40	39000	39000	580000	580000	6855	2281
M 630x20	14800	14800	470000	470000	4233	2212

Tabla 6.8. Tipificación general de los contravientos, resistencia nominal (modelo 1)

Rígido	E [t/cm ²]	A [cm ²]	Y_t [t/cm ²]	Y_c [t/cm ²]
CT	23	805	0.09	0.3
Puntal 1	30	7500	0.06	0.3
Puntal 2	30	6900	0.06	0.3

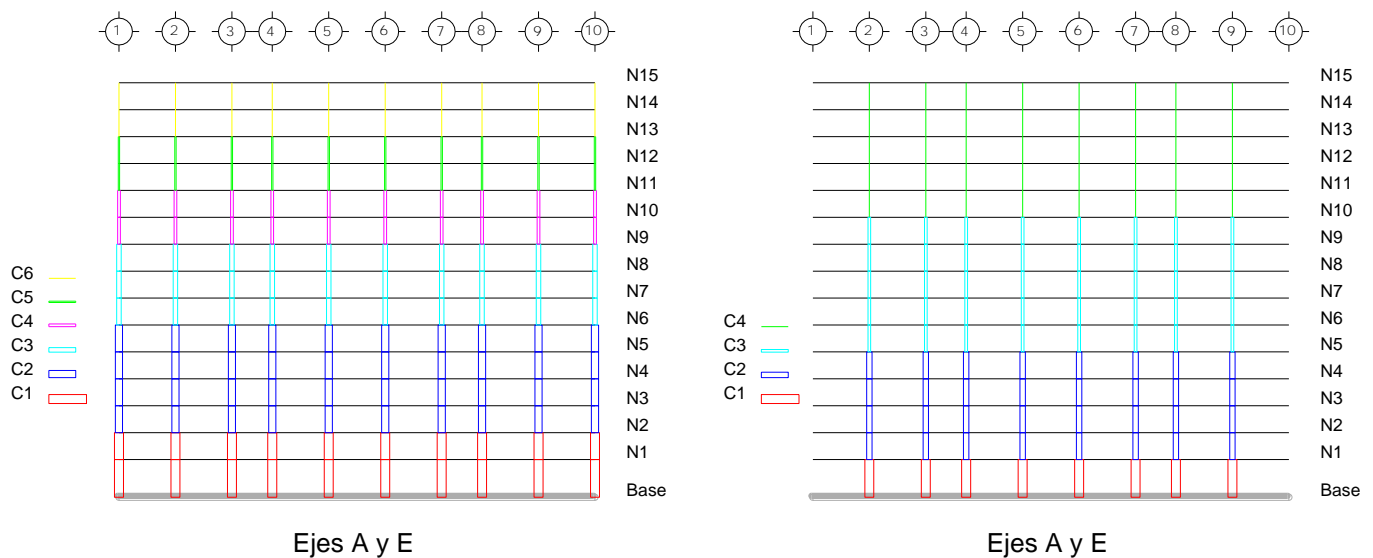


Figura 6.14. Tipificación general de las columnas Eje A (modelos 1 y 2)

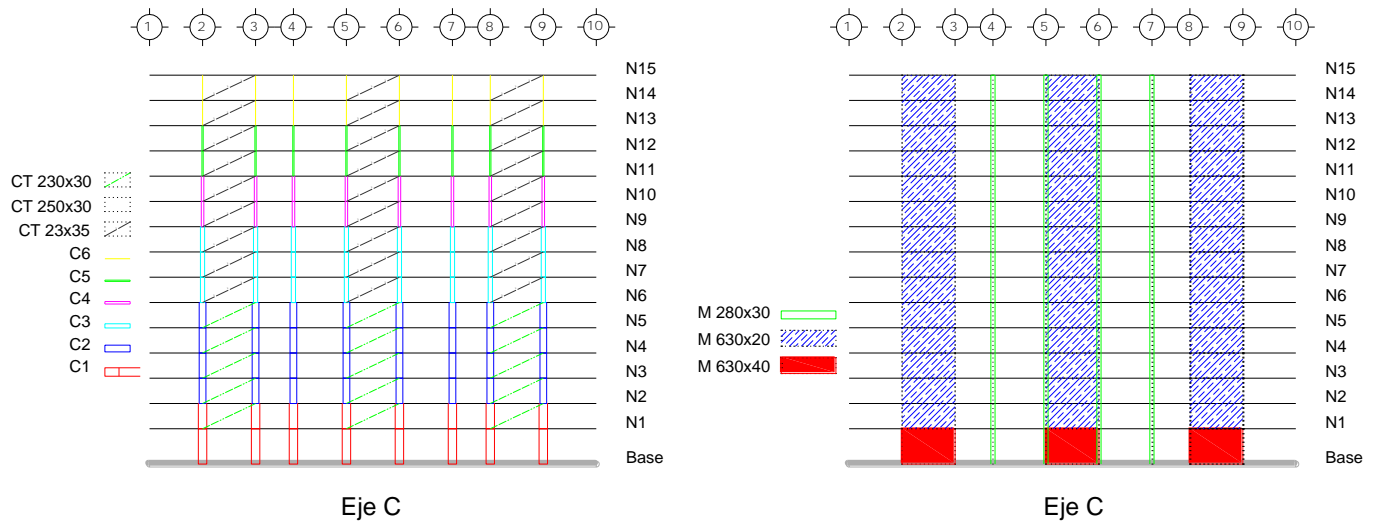


Figura 6.15. Tipificación general de las columnas Eje C (modelos 1 y 2)

6.2 RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

Para el análisis dinámico no lineal se utilizaron dos registros de aceleración sintéticos para la estación 08, ubicada en Tlatelolco (figura 6.16), que fueron generados por Godínez (2005) para un sismo de $M_s = 8.1$ procedente de las costas de Michoacán con el epicentro ubicado en el sitio donde se generó el sismo del 19 de septiembre de 1985, conforme al procedimiento que se detalla en Godínez *et al.* (2013).

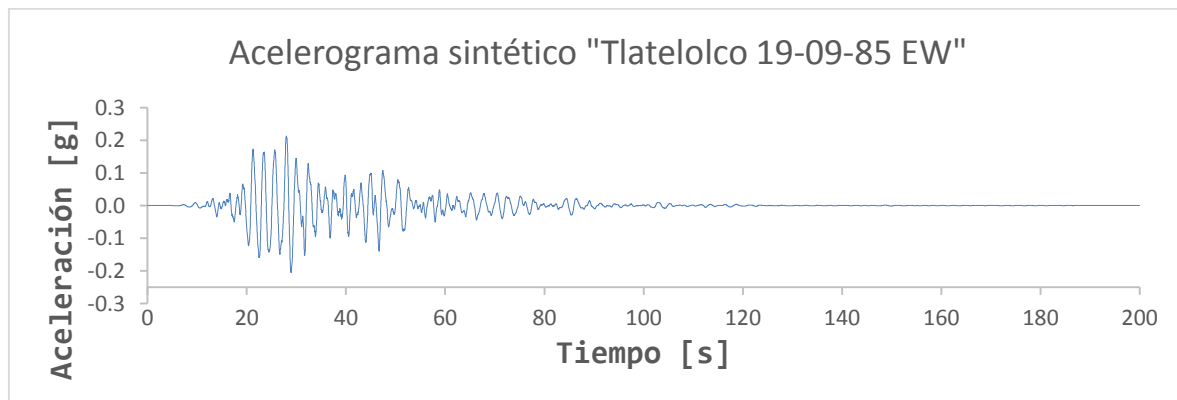


Figura 6.16 Acelerograma sintético en la dirección E-W correspondiente al efecto estimado en la zona de Tlatelolco durante un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985

Los parámetros dinámicos estudiados fueron principalmente las curvas de histéresis de entrepiso, que relacionan la distorsión con el cortante de entrepiso. Nos permiten saber si la estructura se comportó dentro de un intervalo elástico o inelástico. Ambos parámetros se presentan normalizados, el cortante con respecto al peso total de la estructura (V/W) y la distorsión normalizada con respecto a la altura de entrepiso ($\Delta=(d_i-d_{i-1})/h$). Por facilidad de

graficación e interpretación, ambos parámetros se presentan en porcentajes (evitando exceso de ceros asociados a cifras decimales). También se grafican las historias de distorsión contra el tiempo, para poder mostrar claramente cuando se presenta numéricamente un colapso.

6.2.1 Comportamiento del “diseño original” del edificio Nuevo León

Los resultados de las simulaciones dinámicas para los modelos que representan al “diseño original” del ENL ante la acción de los registros de aceleración simulados para Tlatelolco para un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985 se presentan en las figuras 6.17 a 6.24 cuando se consideran resistencias nominales. En dichas figuras se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los primeros once entrepisos para cada marco, más su respuesta global, presentando por una parte la historia de las distorsiones de entrepiso expresadas en porcentaje [Δ (%)] contra el tiempo (s), así como su respectivas historias de histéresis cortante de entrepiso normalizado [V/W] versus distorsiones de entrepiso [Δ], también expresadas en porcentaje. Para facilitar la comparación, también se grafican en la parte inferior el registro de aceleración usado en el análisis y su respectivo espectro de respuesta de pseudo aceleración para un amortiguamiento viscoso equivalente del 5% del crítico ($\zeta=5\%$). Cabe señalar que en dichas figuras se consideró un límite máximo de distorsión normalizada $\Delta=3\%$, ya que es el límite máximo que permiten actualmente los reglamentos a marcos de concreto reforzado con comportamiento dúctil (por ejemplo, Apéndice A de las NTCS-04), y para marcos no dúctiles, como son como los que se construyeron en el edificio Nuevo León original, más con losas planas, la distorsión última es aún menor: $\Delta=1.5\%$ según las NTCS-04.

De la observación de las figuras 6.17 a 6.21, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos esbeltos en dirección Y, que fue en la que, de hecho, colapsó finalmente el Edificio Nuevo León durante los sismos de 1985 (Tena 1986), se establece que el análisis dinámico no lineal sugiere un colapso prácticamente instantáneo, si se consideran resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente. Se observa que se produce una inestabilidad dinámica que lleva a la estructura al colapso, debido a tres poderosas razones: (1) la resistencia lateral provista en el diseño era muy baja, (2) el periodo fundamental de la estructura en esa dirección ($T=2.30s$, tabla 4.1) está muy cerca del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural, según se puede observar de los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones y, (3) se presentaron efectos $P-\Delta$ en los marcos, exacerbados debidos a su esbeltez.

De la observación de las figuras 6.22 a 6.24, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos largos en dirección X, donde se presentaron daños muy severos y columnas cortas durante los sismos de 1985 (Tena 1986), se confirma que se debería esperar un colapso si se consideran resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente, aunque en este caso el colapso ocurriría aproximadamente a los 20 segundos de iniciarse la respuesta dinámica. Las razones son similares a las anteriormente enunciadas. En esta dirección el periodo fundamental es $T=1.57s$ (tabla 4.1), que lo ubica en la rama ascendente del espectro de pseudo aceleraciones y muy cerca del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural.

Conforme a los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales, se puede concluir que el colapso del Edificio Nuevo León debía esperarse durante los sismos de 1985, a pesar de haber sido diseñado conforme al reglamento de diseño por sismo vigente en la época, por la sencilla razón que las demandas por sismo ahí consideradas (pseudo aceleración de diseño considerada igual a 0.08g) fueron enormemente rebasadas durante los sismos de septiembre de 1985 (ver espectro de pseudo aceleraciones de las figuras 6.17 a 6.24), particularmente porque el edificio era muy flexible y sus periodos fundamentales de vibrar en cada dirección se encontraban cerca de la zona de resonancia. Este ejercicio permite entender entonces que el colapso se debió a las limitaciones de esos tiempos de diseñar edificios sin considerar sus propiedades dinámicas (periodos de vibración) y cómo éstas se relacionan con las características dinámicas de los suelos donde se desplantaban, más que a defectos constructivos. Quizás en la realidad el colapso ocurrió varios segundos después de los calculados en estos análisis debido a la contribución adicional en rigidez y resistencia de los muros no estructurales de mampostería de bloque (figuras 4.7 y 4.8) y aún de los pretiles de las fachadas de los marcos exteriores A y E, que supuestamente debieron desligarse de las misma, pero como se observó durante los sismos de 1985, participaron en la respuesta y, finalmente, fueron los responsables de ocasionar la falla por columnas cortas en la dirección N-S (Tena 1986). Por otra parte en estos análisis no se consideró la interacción suelo-estructura y la acción simultánea de los movimientos del terreno, que pueden aumentar las demandas inelásticas en los elementos estructurales.

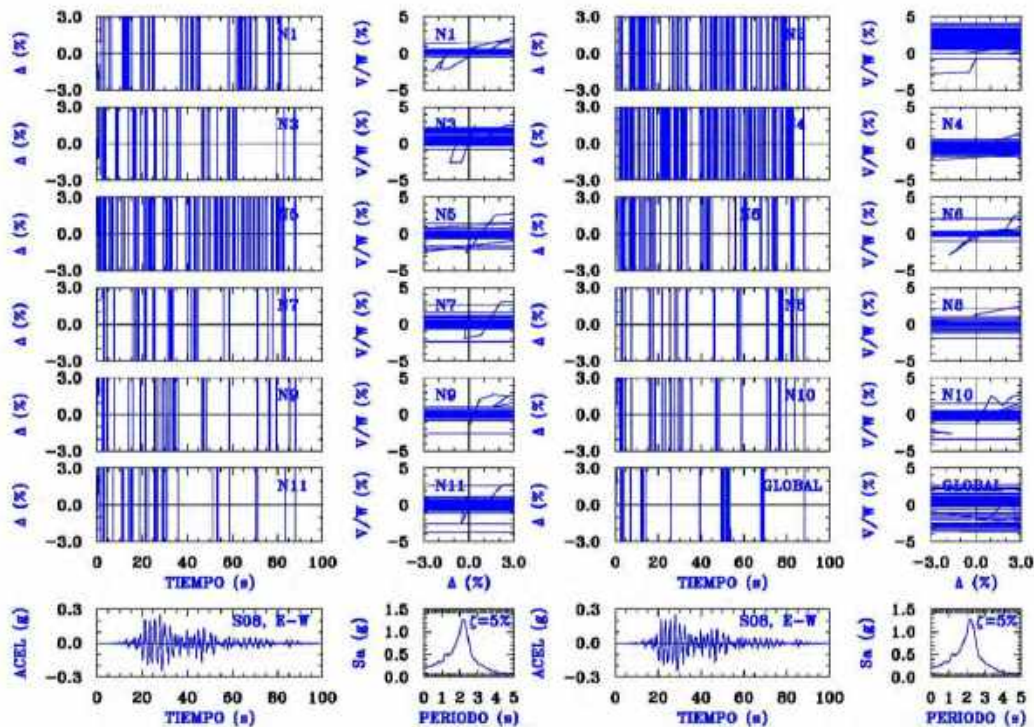


Figura 6.17. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 1 y 10 (dirección Y) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-EW

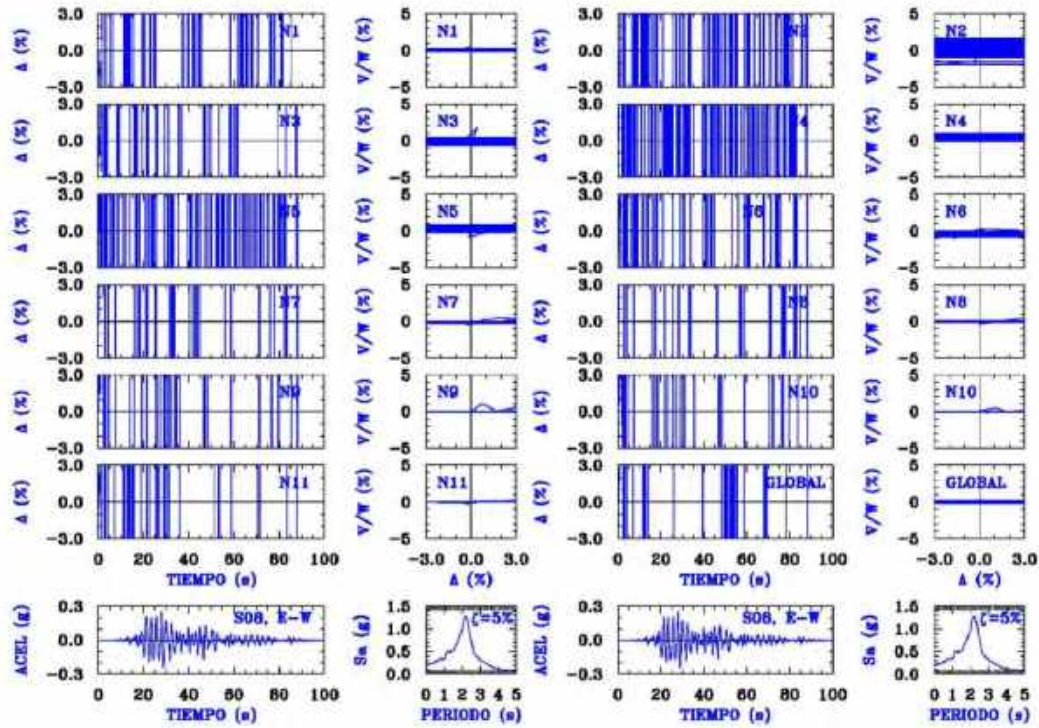


Figura 6.18. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 2 y 9 (dirección Y) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-EW

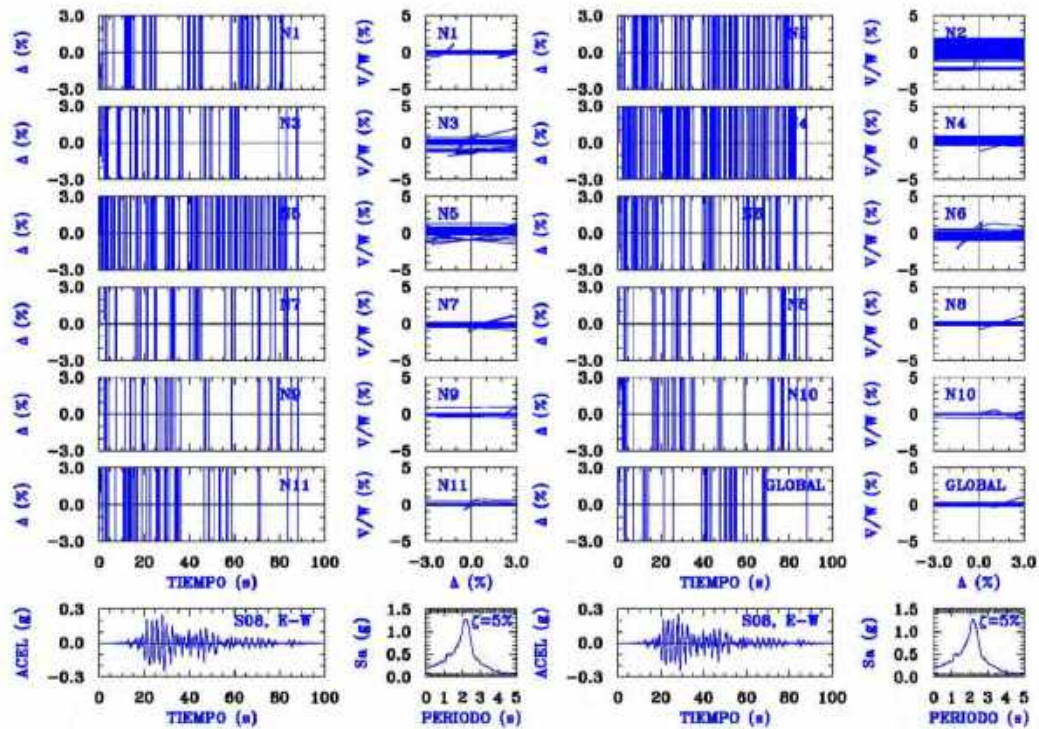


Figura 6.19. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 3 y 8 (dirección Y) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-EW

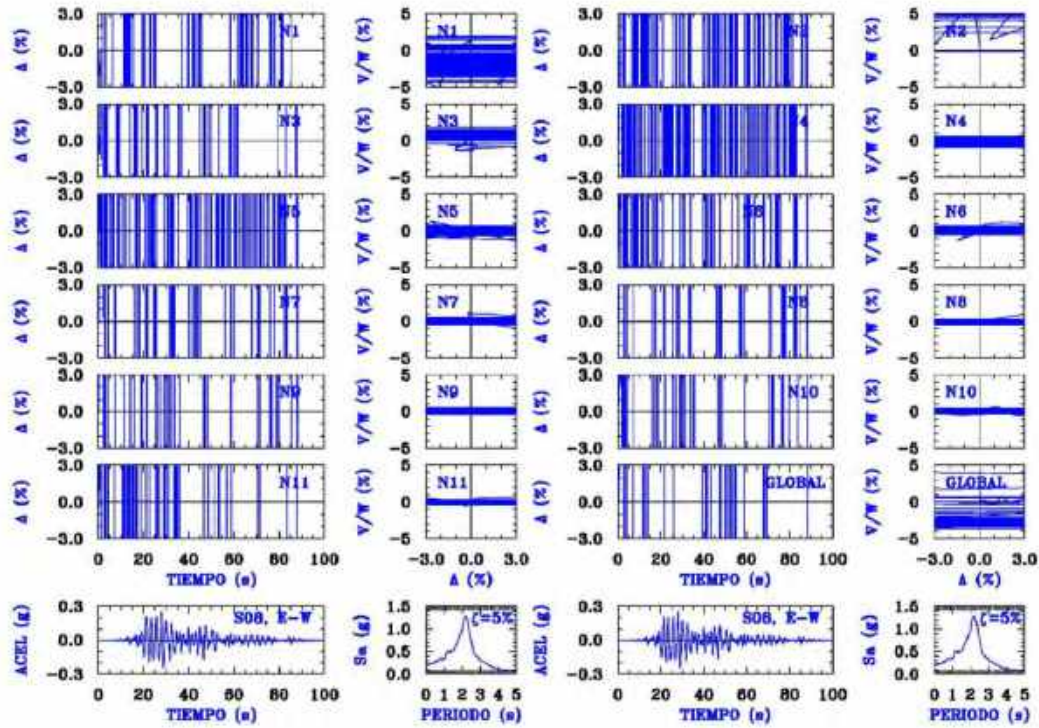


Figura 6.20. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 4 y 7 (dirección Y) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-EW

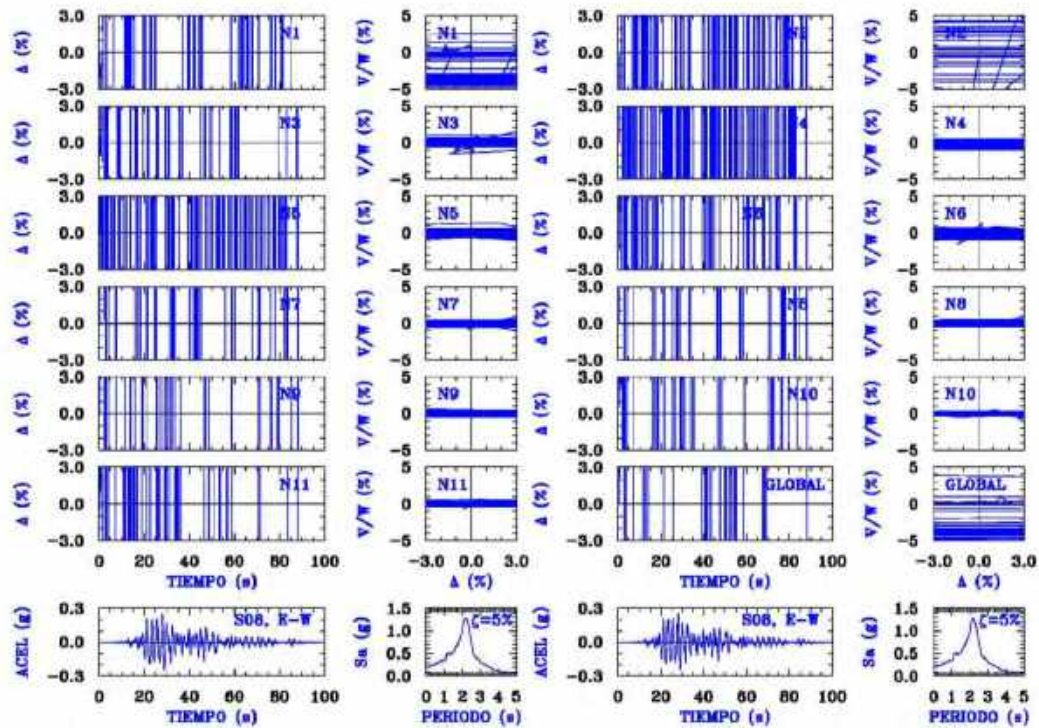


Figura 6.21. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 5 y 6 (dirección Y) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-EW

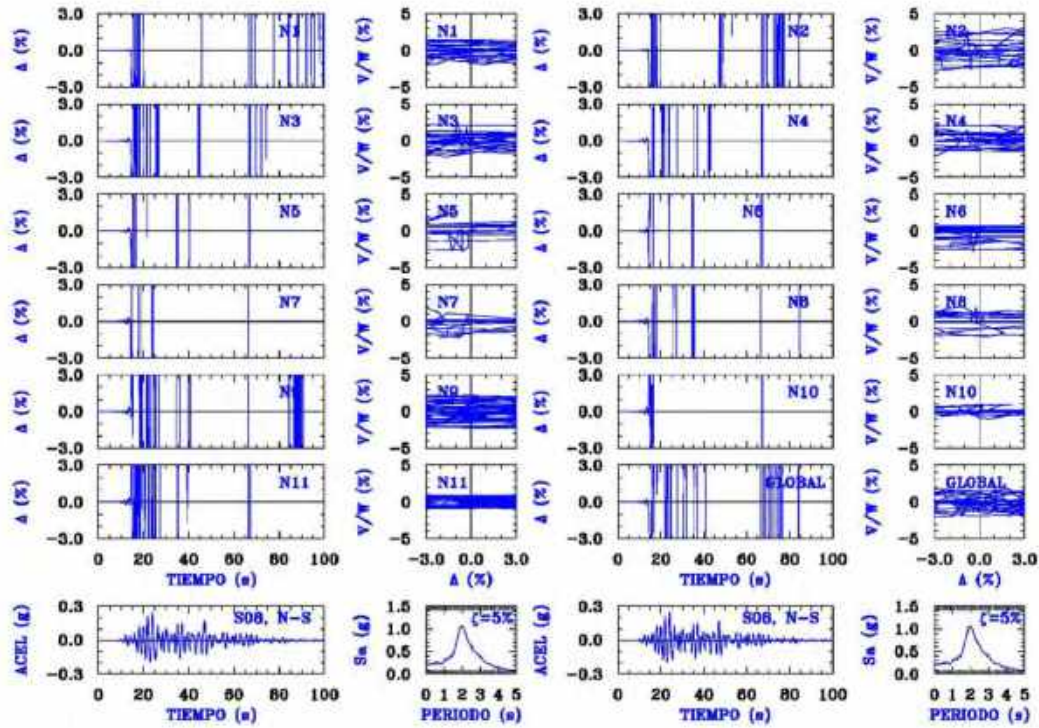


Figura 6.22. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos A y E (dirección X) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-NS

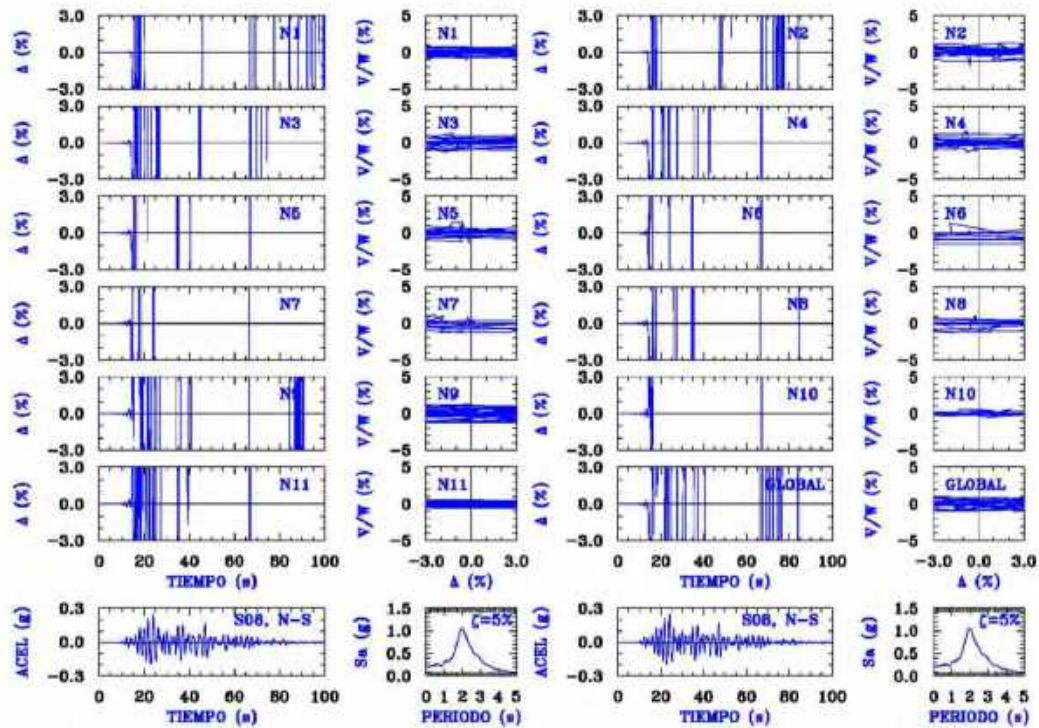


Figura 6.23. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos B y D (dirección X) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-NS

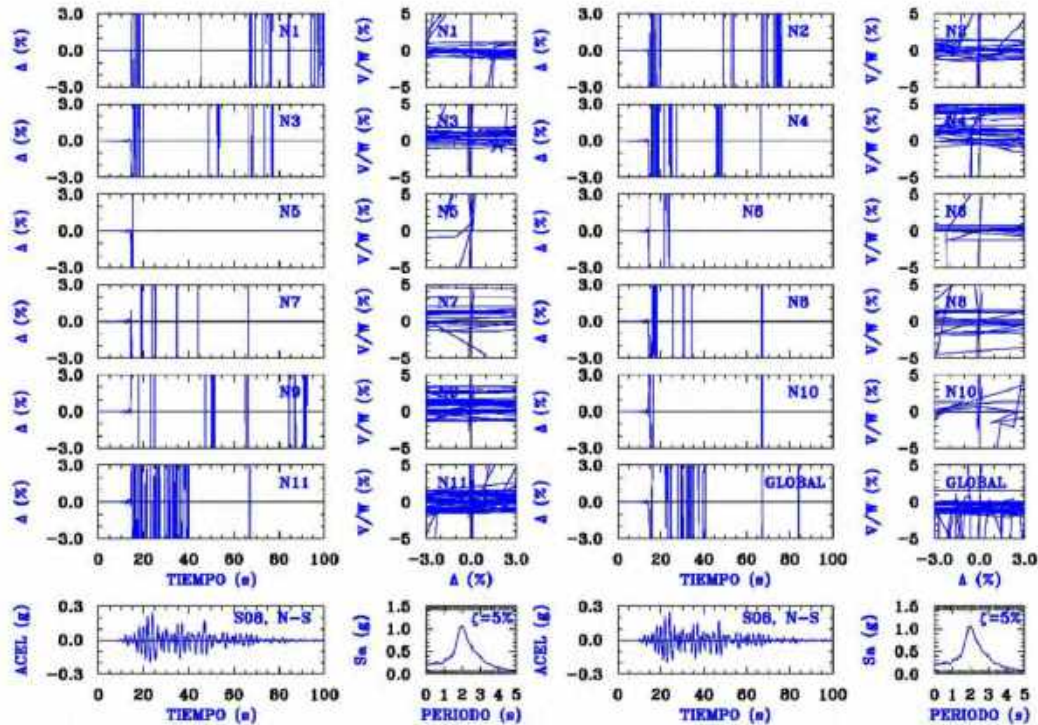


Figura 6.24. Respuesta dinámica de los entrepisos del marco largo C (dirección X) del “diseño original” del edificio Nuevo León ante el registro S08-NS

6.2.2 Comportamiento del diseño alterno conforme al RCDF-04 del edificio Nuevo León

Los resultados de las simulaciones dinámicas para los modelos que representan al diseño conforme al cuerpo principal de las NTCS-04 del RCDF-04 ante la acción de los registros de aceleración simulados para Tlatelolco para un sismo similar al del 19 de septiembre de 1985 se presentan en las figuras 6.25 a 6.32 cuando se consideran resistencias nominales. De igual manera que para el modelo anterior, en dichas figuras se presenta el detalle de la respuesta dinámica de los primeros once entrepisos para cada marco, más su respuesta global, presentando por una parte la historia de las distorsiones de entrepiso contra el tiempo, así como su respectivas historias de histéresis cortante de entrepiso normalizado $[V/W]$ versus distorsiones de entrepiso $[\Delta]$ expresadas en porcentaje. Cabe ahora señalar que en dichas figuras se consideró un límite máximo de distorsión normalizada $\Delta=0.3\%$, debido a que las distorsiones obtenidas de los análisis fueron menores a esta cantidad, y entonces se empleó esta escala para que pudiesen apreciarse.

De la observación de las figuras 6.25 a 6.29, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos esbeltos en dirección Y, se aprecia que la respuesta obtenida es claramente elástica. Los marcos perimetrales 1 y 10 son los más resistentes y desarrollan en la base un cortante máximo $V_{\max}=0.046W$ (figura 6.25), mientras que en los marcos interiores 2 a 9 las demandas son muy similares, desarrollan en la base cortante máximos que van de $V_{\max}=0.021W$ (marcos 2, 3, 8 y 9) a $V_{\max}=0.022W$ (marcos 4 y 5). Por tanto, la demanda máxima de cortante desarrollada en dirección E-W fue de aproximadamente $V/W=0.22$ y el

diseño provisto fue capaz de dar esa resistencia demandada aun considerando resistencias nominales de los elementos estructurales exclusivamente. La respuesta elástica obtenida se debe, entre otras cosas, a las siguientes razones: (1) el espectro de diseño empleado (figura 5.4) protegió razonablemente a la estructura de demandas a que fue sujeta, (2) el periodo fundamental de la estructura en esa dirección ($T=0.95s$, tabla 5.2) está razonablemente alejado del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural, según se puede observar de los espectros de respuesta de pseudo aceleraciones y, (3) el cambiar el sistema de piso de una losa reticular aligerada por una losa maciza perimetralmente apoyada en trabes con peraltes adecuados redundó en que la estructura tuviera una muy razonable disposición de rigidez y resistencia ante carga lateral.

De la observación de las figuras 6.30 a 6.32, que corresponden a los resultados de los análisis de los marcos largos en dirección X, se obtiene también una respuesta elástica. En esta dirección la mayor rigidez y resistencia lateral es provista por el marco interior C, debido a la presencia de los muros de concreto reforzado, y en este marco se demanda en la base un cortante máximo $V_{\max}=0.107W$ (figura 6.32), mientras que en los marcos exteriores A y E las demandas de cortante que se desarrollan en la base son $V_{\max}=0.005W$ y en los marcos B y D $V_{\max}=0.003W$. Por lo tanto, la demanda máxima de cortante desarrollada en dirección N-S fue de aproximadamente $V/W=0.123$. Las razones de la respuesta elástica son las mismas que las anteriormente enunciadas para la dirección Y. En esta dirección el periodo fundamental es $T=0.97s$ (tabla 5.2), que lo ubica también razonablemente alejado del periodo donde se lleva a la estructura a una posible resonancia estructural.

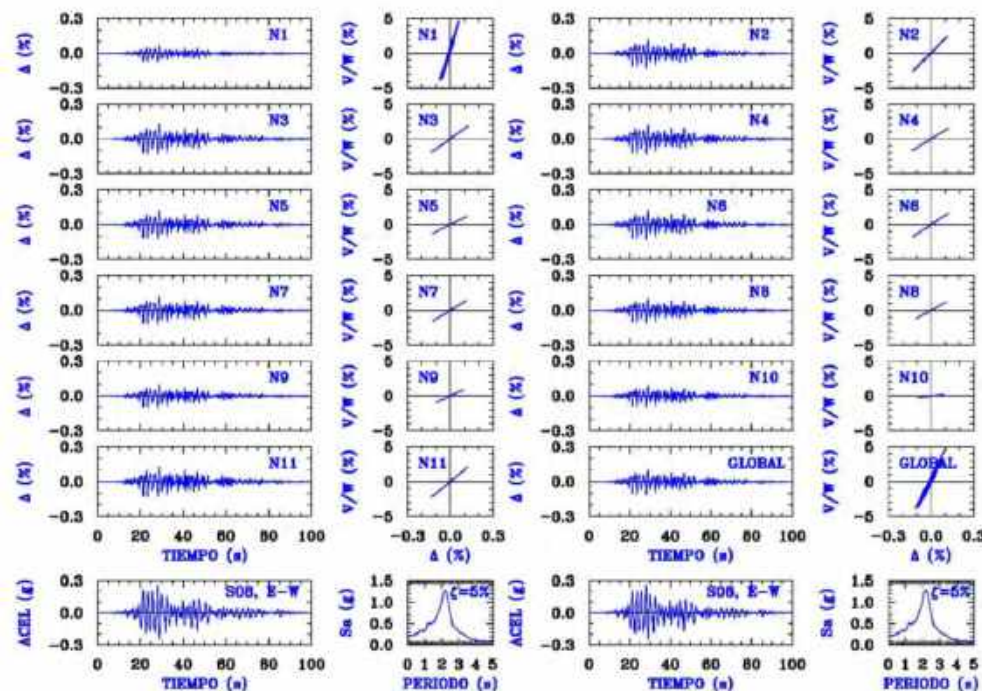


Figura 6.25. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 1 y 10 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-EW

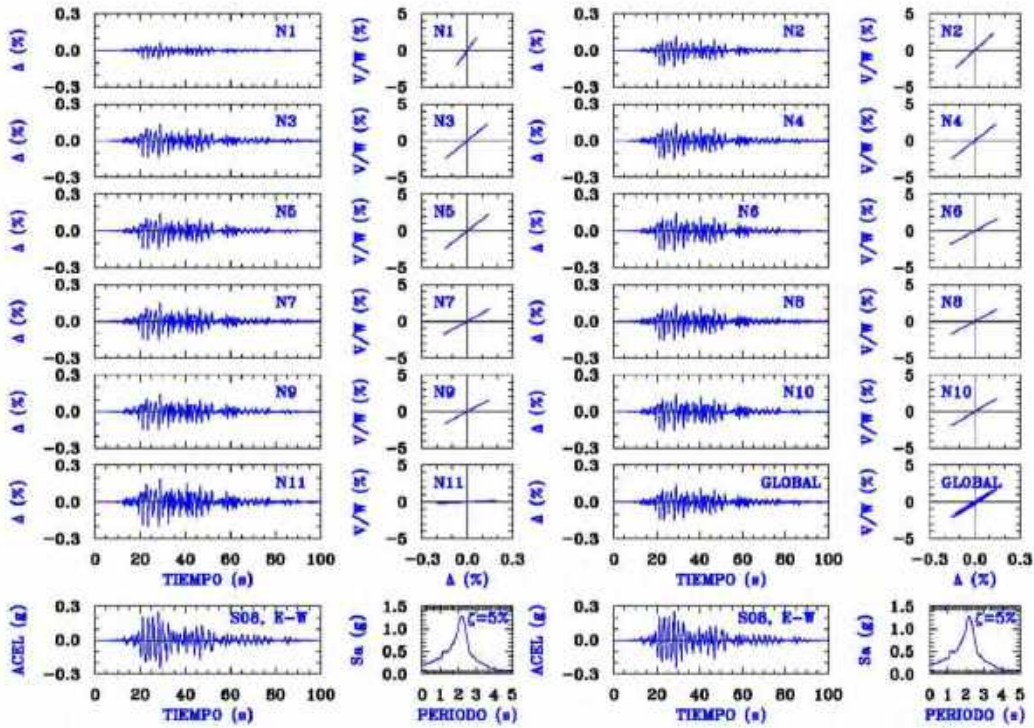


Figura 6.26. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 2 y 9 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-EW

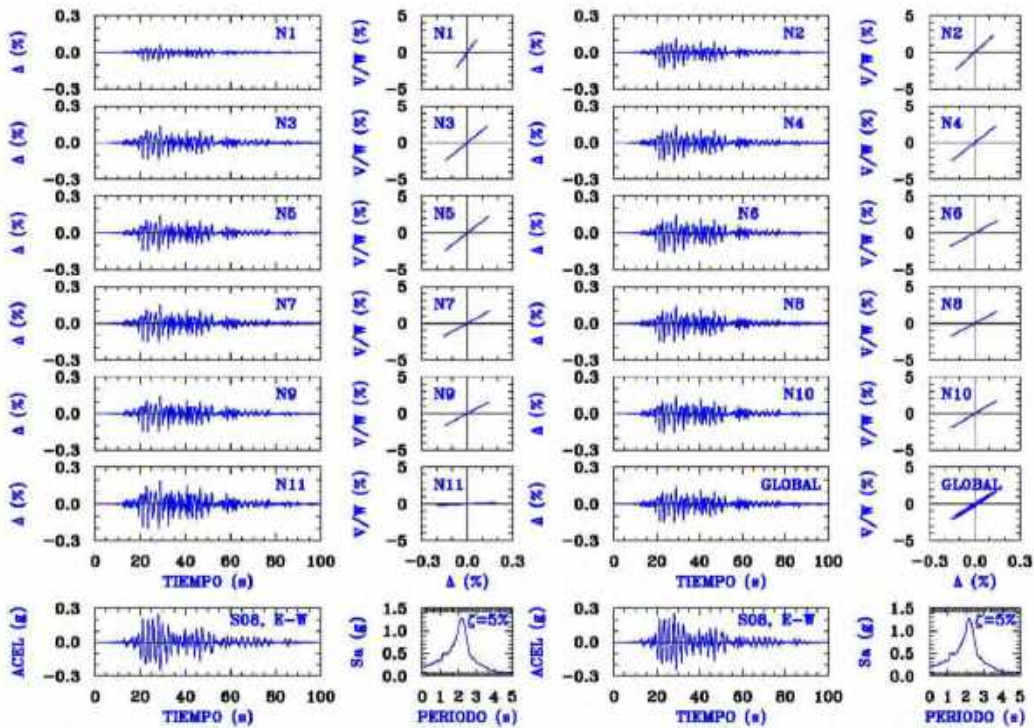


Figura 6.27. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 3 y 8 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-EW

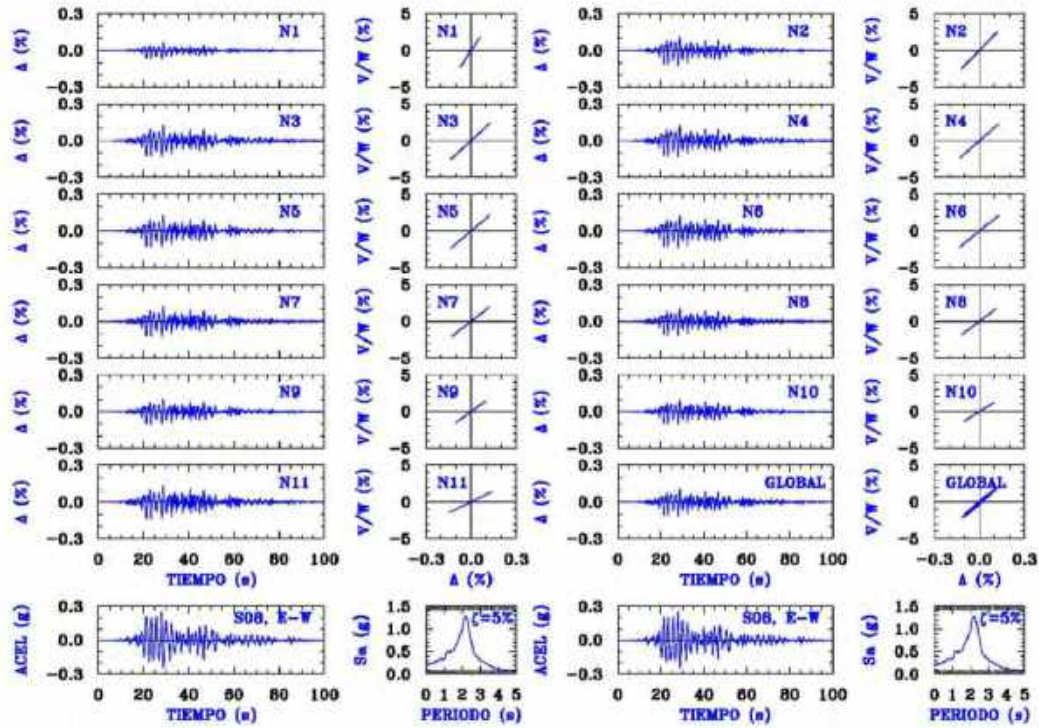


Figura 6.28. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 4 y 7 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-EW

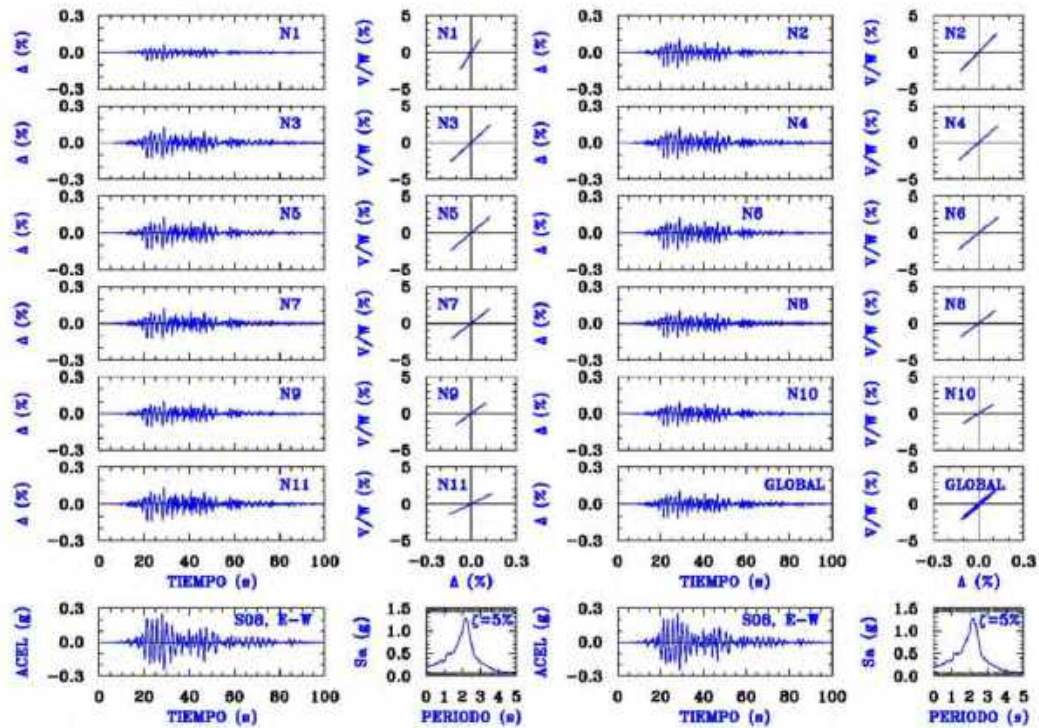


Figura 6.29. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos cortos 5 y 6 (dirección Y) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-EW

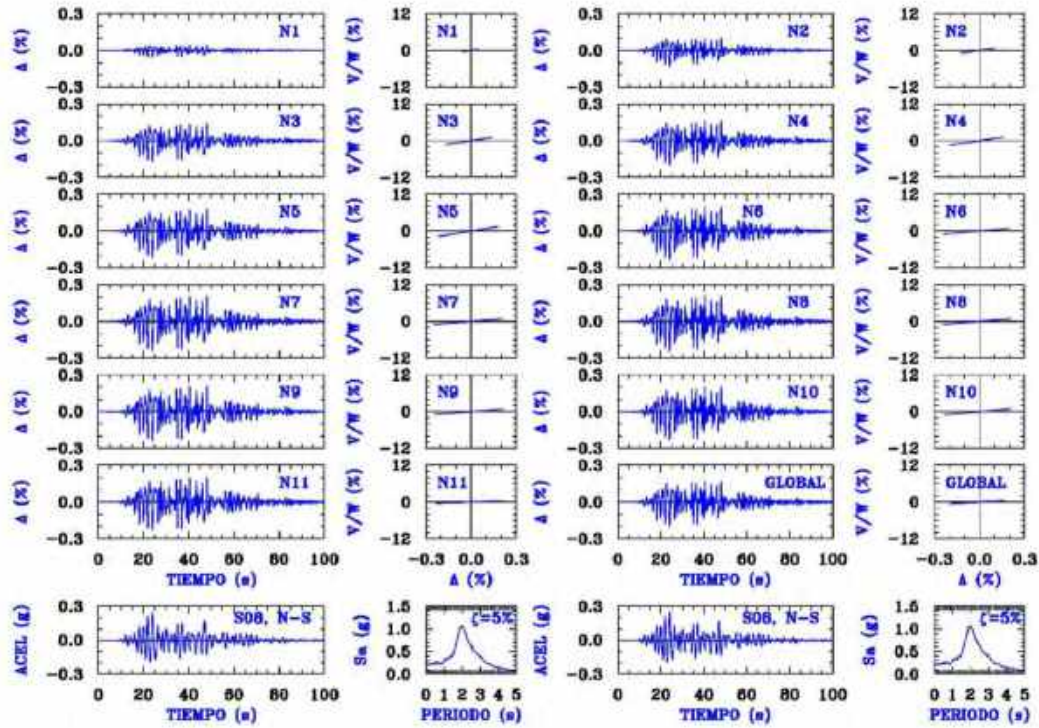


Figura 6.30. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos A y E (dirección X) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-NS

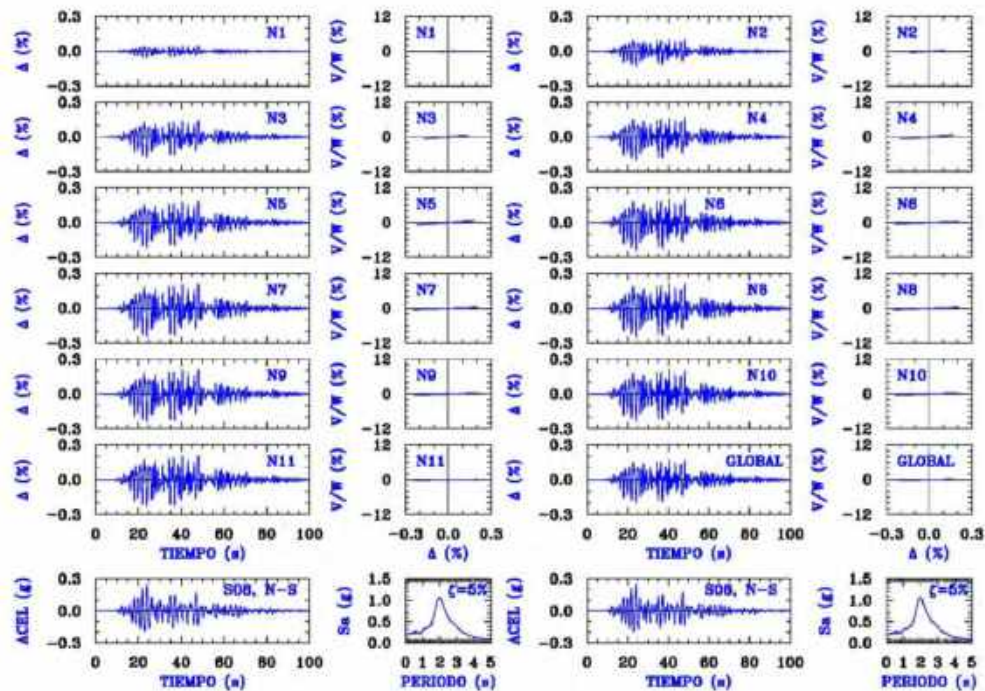


Figura 6.31. Respuesta dinámica de los entrepisos de los marcos largos B y D (dirección X) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-NS

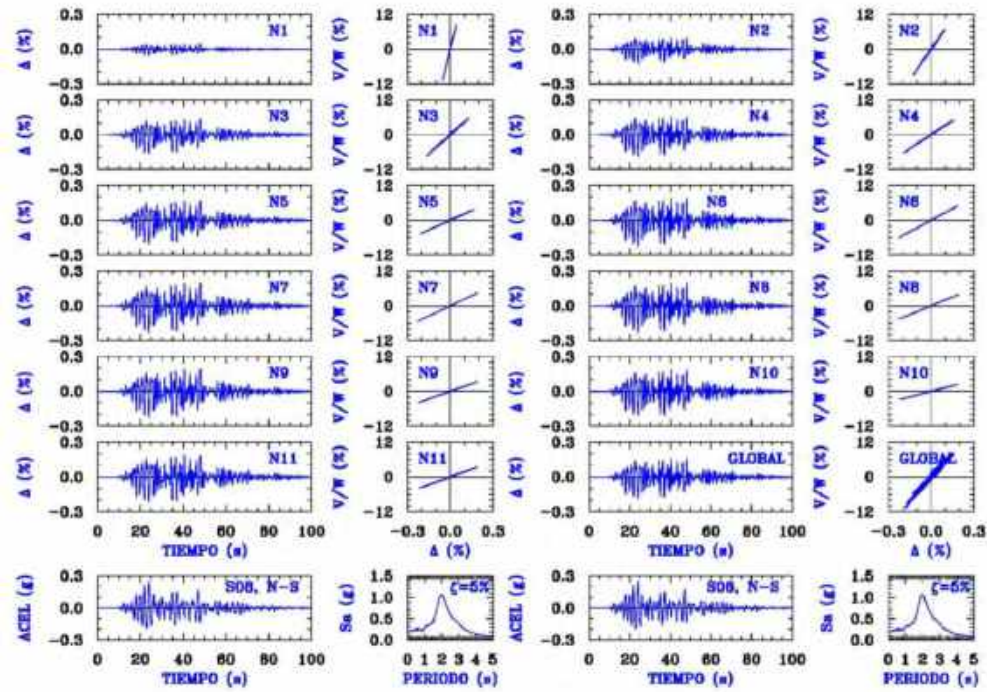


Figura 6.32. Respuesta dinámica de los entrepisos del marco largo C (dirección X) del diseño conforme al RCDF-04 del ENL ante el registro S08-NS

CONCLUSIONES

El edificio que se estudió en este trabajo experimentó colapso estructural durante los sismos de septiembre de 1985. De manera específica, dos de tres módulos de estos edificios tipo "C" llamados *Nuevo León* quedaron literalmente en el suelo y el único que quedó de pie quedó completamente inhabitable, constituyendo uno de los colapsos más impresionantes y recordados por todos los que vivieron los sismos de 1985.

Las causas del colapso pueden ser varias. En ese tiempo se habló de falta de mantenimiento y control de la cimentación, de modificaciones en el diseño original que cambiaría de manera sustancial la respuesta de la estructura, así como la magnitud y redistribución de elementos mecánicos en los elementos estructurales.

En este trabajo se consideró la geometría del diseño estructural original, que no consideraba la participación en la respuesta estructural de los pretiles de fachada construidos finalmente en los marcos perimetrales en dirección N-S, ni de los muros divisorios no estructurales de mampostería de bloque de concreto hueco, y se completó un diseño conforme a un análisis que intentó simular las hipótesis y herramientas de aquel entonces.

Dado que los efectos que tuvo este sismo sobre las edificaciones en la ciudad de México llegaron a ser devastadores, queda la interrogante sobre el nivel de seguridad que tienen las estructuras actualmente.

En este trabajo se realizó una evaluación del comportamiento sísmico del edificio mencionado considerando el diseño original y considerando un diseño conforme a los lineamientos del reglamento vigente en el Distrito Federal. En el proceso de diseño del modelo "original" se advirtió que algunas secciones no eran resistentes a momento y a cortante; para estas secciones se manejaron cantidades máximas de refuerzo conforme a la práctica de esa época. El primer modo de vibración de este modelo fue de traslación en la dirección corta (E-W) del edificio, correspondiente con la dirección en la que se colapsó el edificio. Por esta razón, en el diseño del edificio de acuerdo con la normativa actual se buscó proponer secciones tales que el primer modo de vibrar fuera de traslación en la dirección larga, ya que muy difícilmente se colapsaría en esta dirección dado que los marcos disponen de muchas crujeas y, por ende, son más redundantes. Además, se verificó también que el segundo modo de vibrar fuera en traslación en la dirección corta y no de torsión. Las secciones de diseño entre ambos modelos tuvieron variaciones importantes, tanto en geometría como en refuerzo, principalmente las vigas.

La evaluación del comportamiento sísmico de los edificios en estudio se llevó a cabo mediante análisis dinámicos no lineales.

El primer modelo, que corresponde al "diseño original" del edificio Nuevo León, cedió muy rápidamente, y se obtuvo un colapso numérico en ambas direcciones antes de 20 segundos de iniciarse la excitación aproximadamente. La inestabilidad dinámica que lleva al edificio al colapso se debe a las siguientes razones: (1) la resistencia lateral provista en el diseño era

muy baja en ambas direcciones, (2) los periodos fundamentales de vibración de la estructura en ambas direcciones están muy cercanos a los periodos que producen resonancia estructural y, (3) se presentaron efectos P- Δ en los marcos.

Los resultados de este estudio nos permiten concluir que el colapso quizá se debió más a las limitaciones de esos tiempos de diseñar edificios sin considerar sus propiedades dinámicas (periodos de vibración) y cómo éstas se relacionan con las características dinámicas de los suelos donde se desplantaban, que a defectos constructivos y otras hipótesis formuladas en esa época. Quizás en la realidad el colapso ocurrió varios segundos después de los calculados en las simulaciones realizadas, debido a la contribución adicional en rigidez y resistencia de los muros no estructurales de mampostería de bloque de concreto, y aún de los pretiles de las fachadas de los marcos exteriores A y E, que supuestamente debieron desligarse de las misma, pero como se observó durante los sismos de 1985, participaron en la respuesta y, finalmente, fueron los responsables de ocasionar la falla por columnas cortas en la dirección N-S. Por otra parte, en los análisis realizados en esta tesis no se consideró la interacción suelo-estructura ni la acción simultánea de los movimientos del terreno, que pueden aumentar las demandas inelásticas en los elementos estructurales.

Para el segundo modelo, que corresponde a un diseño conforme al cuerpo principal de las NTCS-04 del RCDF-04, podría decirse que se comportó "satisfactoriamente", ya que tuvo una respuesta elástica durante los análisis dinámicos, por lo que no se apreciaron pérdidas de rigidez ni fluencias o daño en los elementos estructurales considerados. Las distorsiones de entrepiso máximas estuvieron muy lejos de exceder los límites permisibles. Por otro lado, se observó que la fuerza cortante se concentro en el eje C (central), esto debido a la presencia de muros, llegando a valores de $V/W = 0.11$ aproximadamente, mientras que para los otros ejes no rebasó el 0.05.

La respuesta elástica obtenida se debió, entre otras cosas, a las siguientes razones: (1) el espectro de diseño empleado protegió razonablemente a la estructura de demandas a que fue sujeta, (2) los periodos fundamentales de la estructura en ambas direcciones están razonablemente alejados de los periodos que lideran a la estructura a una posible resonancia estructural y, (3) el cambiar el sistema de piso de una losa reticular aligerada por una losa maciza perimetralmente apoyada en trabes con peraltes adecuados, redundó en que la estructura tuviera una muy razonable disposición de rigidez y resistencia ante carga lateral.

Lo anterior nos da una idea de que las disposiciones para diseño por sismo contenidas en los reglamentos de construcción actuales, particularmente los espectros de diseño sísmico, así como los métodos y herramientas de análisis y diseño actuales, nos pueden guiar a un buen diseño estructural ante el sismo máximo de diseño esperado. Sin embargo, esto por sí sólo no necesariamente asegura que todas las estructuras que se diseñen conforme a las NTCS-04 estarán seguras ante un sismo. Existen bastantes factores que son de igual importancia en el diseño, entre ellas, la idealización de la estructura, y la relación de sus propiedades dinámicas con respecto a las propiedades dinámicas del suelo de desplante. Por ello, se deben considerar la mayor cantidad posible de detalles y de información, de acuerdo al nivel de importancia del

proyecto. En este aspecto tiene también mucho que ver la experiencia y sentido común del ingeniero estructurista para modelar adecuadamente una estructura en particular.

REFERENCIAS

- Alcocer, S. M. y V. M. Castaño (2008), "Evolution of codes for structural design in Mexico", *Structural Survey*, Vol. 26 No. 1, pp. 17-28.
- Bazán, E. T. y R. Meli (1998), **Diseño Sísmico de Edificios**, Editorial Limusa, México.
- Damy, J. E. y A. Fierro (1964), "Conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco. Edificios K", *Revista de Ingeniería*, Vol. XXXIV, No. 2, pp. 589-592, julio.
- Fundación ICA (1988), **Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985**, primera edición, Editorial Limusa, México.
- Godínez, E. A. (2005), "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes en el Distrito Federal. El caso específico del sismo del 19 de septiembre de 1985", *Tesis de Maestría*, Posgrado en Ingeniería Estructural, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, mayo.
- Godínez, E. A., L. E. Pérez y A. Tena (2013), "Metodología para la generación de acelerogramas sintéticos", *Pakbal*, Vol. 12, No. 27, pp. 21-29, agosto.
- González, O. y F. Robles (2005), **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**, cuarta edición, Editorial Limusa, México.
- Holmes, M. (1961), "Steel frames with brickwork and concrete infills", *Memorias, Institution of Civil Engineers (ICE)*, Vol. 19, No. 4, pp. 473-478. Thomas Telford.
- Luna, J. L. y A. Tena (2002), "Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de concreto reforzado", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 66, pp. 1-43, enero-junio.
- NTCC-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II*, No. 103-BIS, octubre.
- NTCS-04 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II*, No. 103-BIS, octubre.
- Orozco, V. y E. Reinoso (2007), "Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, No. 76, pp. 61-87.
- Prakash, V., G. H. Powell y F. C. Fillipou (1992), "DRAIN-2DX: base program user guide", *Report No. UBC/SEMM-92/29*, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley.

RCDF-66, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" (1966), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

RCDF-04, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" (2004), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo I, octubre.

Revista Ingeniería (1964), "*Conjunto urbano Nonoalco – Tlatelolco*" Vol. XXXIV, No. 2, julio.

Rosenblueth, E. (1964), "Conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco. Criterios de Diseño", *Revista de Ingeniería*, Vol. XXXIV, No. 2, pp. 274-286, julio.

Tena, A. (1986), "Reestructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de septiembre de 1985", *Tesis de Licenciatura*, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.

Tena, A. (2007), **Análisis de estructuras con métodos matriciales**, primera edición, Editorial Limusa, septiembre.